

ПРЕДИСЛОВИЕ

Снижение материалоемкости продукции, экономное расходование сырья, топлива, энергии, металла, цемента и других материалов; снижение стоимости строительства зданий и сооружений; сокращение удельных капитальных вложений на единицу вводимой в действие мощности; повышение уровня индустриализации строительного производства и степени заводской готовности конструкций и деталей — таковы важнейшие задачи, поставленные перед капитальным строительством Основными направлениями экономического и социального развития СССР на 1981—1985 годы и на период до 1990 года, утвержденными XXVI съездом КПСС, а также последующими Пленумами ЦК КПСС.

На решение этих задач направлено современное развитие и совершенствование теории железобетона и практики применения железобетонных конструкций, получивших отражение в содержании учебного материала.

Текст учебника четвертого издания существенно пересмотрен в сравнении с предыдущим в соответствии с направлением и содержанием новой программы курса, утвержденной Учебно-методическим управлением Министерства высшего и среднего специального образования СССР в 1983 г., а также в связи с изменениями, внесенными в главу СНиП «Бетонные и железобетонные конструкции».

В отличие от предыдущих изданий в учебник включены примеры разработки двух курсовых проектов: железобетонных конструкций перекрытия каркасного здания связевой системы и железобетонных конструкций одноэтажного производственного корпуса с крановыми нагрузками. Соответственно из текста исключены отдельные примеры расчета и конструирования железобетонных элементов.

В методическом отношении учебник построен в соответствии с многолетним коллективным опытом преподавания данной дисциплины в Московском инженерно-строительном институте имени В. В. Куйбышева, согласно которому ведущее место отводится наиболее индустриальному по своей сущности сборному железобетону, причем предварительно напряженные конструкции не выделены в самостоятельный раздел, а освещаются на протяжении всего курса.

В учебнике использована Международная система единиц (СИ) СТ СЭВ 1052-78 «Метрология. Единицы физических величин». Сила, нагрузка, вес выражены в ньютонах (Н) и килоньютонах (кН), т. е. $1 \text{ кгс} \approx 10 \text{ Н}$ и $1 \text{ тс} \approx 10 \text{ кН}$; масса — в килограммах (кг) и тоннах (т);

моменты сил — в ньютон-метрах (Н·м), т. е. $1 \text{ кгс} \cdot \text{м} \approx 10 \text{ Н} \cdot \text{м}$, и килоньютон метрах (кН·м), т. е. $1 \text{ тс} \cdot \text{м} \approx 10 \text{ кН} \cdot \text{м}$; напряжения материалов, модуль линейных деформаций, модуль сдвига — в мегапаскалях (МПа), т. е. $1 \text{ кгс}/\text{см}^2 \approx 0,1 \text{ МПа}$.

В расчетах при сопоставлении внешнего воздействия (силы, моменты) и несущей способности по прочности материалов, а также при вычислении жесткости элементов использованы размерности $\text{МПа} \cdot \text{см}^2 = 100 \text{ Н}$.

В учебнике приняты новые условные обозначения и индексация нагрузок и усилий, физико-механических характеристик материалов, геометрических размеров и статических характеристик сечений железобетонных элементов, предписанные к применению в соответствии с международным нормативом СТ СЭВ 1565-79.

Предполагается, что студенты, приступающие к изучению курса железобетонных конструкций, уже усвоили основные принципы объемно-планировочных решений, курсы «части зданий» и «строительная механика».

Главы III—VI, IX, XII, XIV и XVI написаны В. Н. Байковым, главы I, II, VII, VIII, X, XI, XIII, XV, XVII и § XVIII.1 — Э. Е. Сигаловым, введение и приложения написаны авторами совместно, § XVIII.2 написан доц., к. т. н. А. К. Фроловым.

ВВЕДЕНИЕ

1. Сущность железобетона

Бетон, как показывают испытания, хорошо сопротивляется сжатию и значительно хуже растяжению. Бетонная балка (без арматуры), лежащая на двух опорах и подверженная поперечному изгибу, в одной зоне испытывает растяжение, в другой сжатие (рис. 1, а); такая балка имеет малую несущую способность вследствие слабого сопротивления бетона растяжению.

Та же балка, снабженная арматурой, размещенной в растянутой зоне (рис. 1, б), обладает более высокой несущей способностью, которая значительно выше и может быть до 20 раз больше несущей способности бетонной балки.

Железобетонные элементы, работающие на сжатие, например колонны (рис. 1, в), также армируют стальными стержнями. Поскольку сталь имеет высокое сопротивление растяжению и сжатию, включение ее в бетон в виде арматуры заметно повышает несущую способность сжатого элемента.

Совместная работа бетона и стальной арматуры обуславливается выгодным сочетанием физико-механических свойств этих материалов:

1) при твердении бетона между ним и стальной арматурой возникают значительные силы сцепления, вследствие чего в железобетонных элементах под нагрузкой оба материала деформируются совместно;

2) плотный бетон (с достаточным содержанием цемента) защищает заключенную в нем стальную арматуру от коррозии, а также предохраняет арматуру от непосредственного действия огня;

3) сталь и бетон обладают близкими по значению температурными коэффициентами линейного расширения, поэтому при изменении температуры в пределах до 100°C в обоих материалах возникают незначительные начальные напряжения; скольжения арматуры в бетоне не наблюдается.

Железобетон получил широкое распространение в строительстве благодаря его положительным свойствам: долговечности, огнестойкости против атмосферных воздействий, высокой сопротивляемости и динамическим нагрузкам, малым эксплуатационным расходам на содержание зданий и сооружений и др. Вследствие почти повсеместного наличия крупных и мелких заполнителей, а больших количества идущих на приготовление бетона, железобетон доступен к применению практически на всей территории страны.

По сравнению с другими строительными материалами железобетон более долговечен. При правильной эксплуатации железобетонные конструкции могут служить неопределенно длительное время без снижения несущей способности, поскольку прочность бетона с течением времени в отличие от прочности других материалов возрастает, а сталь в бетоне защищена от коррозии. Огнестойкость железобетона характеризуется тем, что при пожарах средней интенсивности продолжительностью до нескольких часов железобетонные конструкции, в которых арматура установлена с необходимым защитным слоем бетона, начинают повреждаться с поверхности и снижение несущей способности происходит постепенно.

Для железобетонных конструкций, находящихся под нагрузкой, характерно образование трещин в бетоне растянутой зоны. Раскрытие этих трещин при действии эксплуатационных нагрузок во многих конструкциях невелико и не мешает их нормальной эксплуатации.

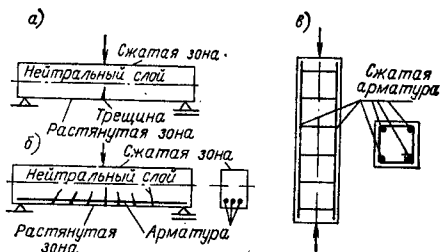


Рис. 1. Элементы под нагрузкой

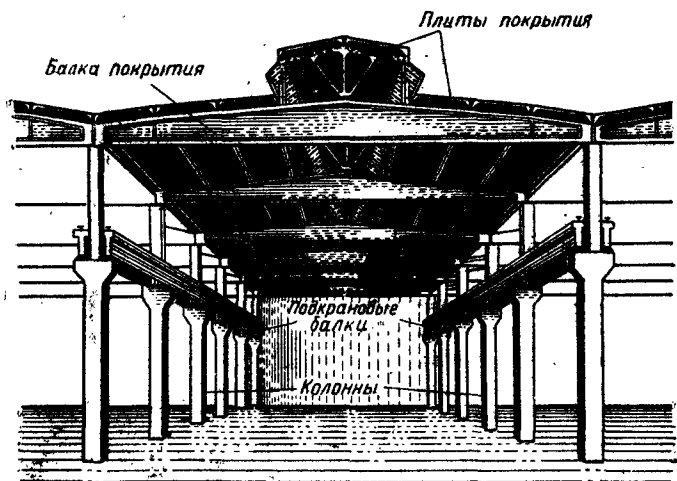


Рис. 2. Конструкция одноэтажного промышленного здания

Однако на практике часто (в особенности при применении высокопрочной арматуры) возникает необходимость предотвратить образование трещин или ограничить ширину их раскрытия, тогда бетон заранее, до приложения внешней нагрузки, подвергают интенсивному обжатю — обычно посредством натяжения арматуры. Такой железобетон называют предварительно напряженным.

Относительно высокая масса железобетона — качество в определенных условиях положительное, но во многих случаях нежелательное. Для уменьшения массы конструкций применяют менее материалоемкие тонкостенные и пустотные конструкции, а также конструкции из бетона на пористых заполнителях.

2. Области применения железобетона

Железобетонные конструкции являются базой современного индустриального строительства. Из железобетона возводят промышленные одноэтажные (рис. 2) и многоэтажные здания, гражданские здания различного назначения, в том числе жилые дома (рис. 3), сельскохозяйственные здания различного назначения (рис. 4). Железобетон широко применяют при возведении тонкостенных покрытий (оболочек) промышленных и общественных зданий больших пролетов (рис. 5), инженерных сооружений: силосов, бункеров, резервуаров, дымовых труб, в транспортном строительстве для метрополитенов, мостов, туннелей на автомобильных и железных дорогах;

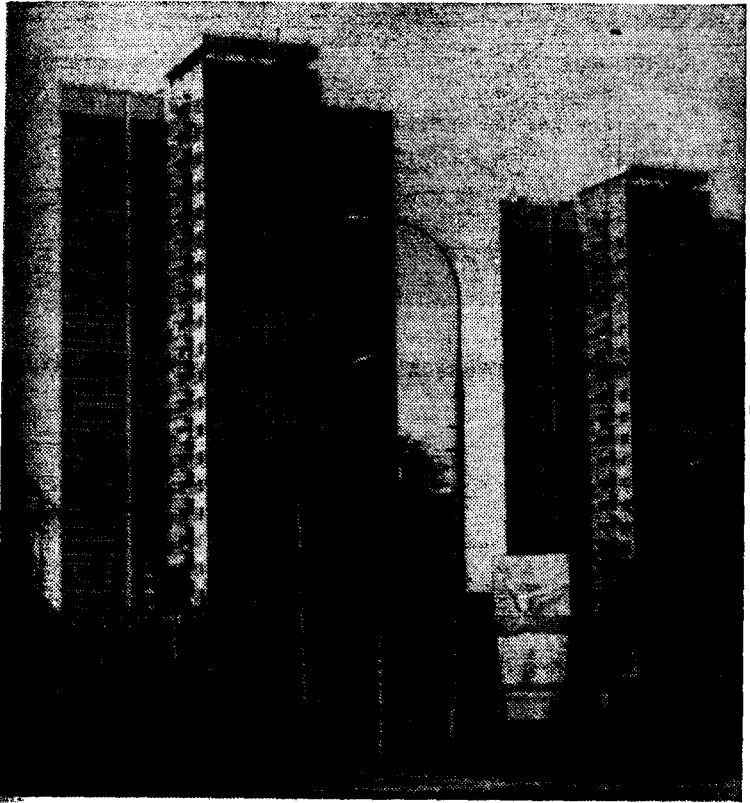


Рис. 3. Жилые дома из сборных железобетонных конструкций

в энергетическом строительстве для гидроэлектростанций, атомных установок и реакторов; в гидромелiorативном строительстве для ирригационных устройств; в горной промышленности для надшахтных сооружений и крепления подземных выработок и т. д.

На изготовление железобетонных стержневых конструкций расходуется в 2,5—3,5 раза меньше металла, чем на стальные конструкции. На изготовление настилов, труб, бункеров и т. п. железобетонных конструкций требуется металла в 10 раз меньше, чем на аналогичные стальные листовые конструкции.

Рациональное сочетание применения железобетонных, металлических и других конструкций с наиболее рациональным использованием



Рис. 4. Железобетонный свод для пункта хранения сельхозтехники



Рис. 5. Железобетонная оболочка размером в плане 102×102 м

лучших свойств каждого материала имеет большое народнохозяйственное значение.

По способу выполнения различают железобетонные конструкции сборные, изготавливаемые на заводах стройиндустрии и затем монтируемые на строительных площадках, монолитные, возводимые на месте строительства, и сборно-монолитные, которые образуются из сборных железобетонных элементов и монолитного бетона.

Сборные железобетонные конструкции в наибольшей степени отвечают требованиям индустриализации строительства. Применение сборного железобетона позволяет существенно улучшить качество конструкций, снизить по сравнению с монолитным железобетоном трудоемкость работ на монтаже в несколько раз, уменьшить, а во многих случаях и полностью устранить расход материалов на устройство подмостей и опалубки, а также резко сократить сроки строительства. Монтаж зданий и сооружений из сборного железобетона можно производить и в зимний период без существенного его удорожания, в то время как возведение конструкций из монолитного железобетона зимой требует значительных дополнительных затрат (на обогрев бетона при твердении и др.).

В связи с огромными масштабами строительства в нашей стране потребовались более прогрессивные, высокопроизводительные методы строительства.

Постановление ЦК КПСС и Совета Министров СССР от 19 августа 1954 г. «О развитии производства сборных железобетонных конструкций и деталей для строительства» и последующие мероприятия в этой области определили быстрый рост производства конструкций и деталей заводского изготовления. Развитая тяжелая индустрия и мощная машиностроительная промышленность позволили обеспечить строительную индустрию машинами и механизмами для заводского изготовления и монтажа сборных железобетонных конструкций. Это привело к коренным изменениям в использовании сборного железобетона и положило начало новому этапу в строительстве.

За короткий период в СССР была создана новая отрасль строительной промышленности — заводское производство изделий из сборного железобетона (рис. 6). По уровню производства сборного железобетона СССР занимает первое место в мире. Монолитного железобетона во всех отраслях строительства в стране производится в год примерно такое же количество, как и сборного.

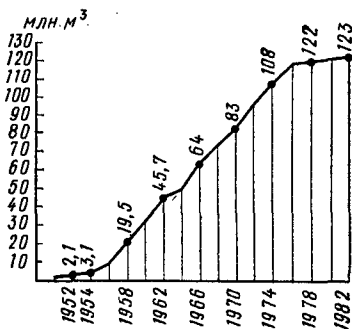


Рис. 6. Производство сборного железобетона в СССР, в том числе предварительно напряженного

3. Краткие исторические сведения о возникновении и развитии железобетона

Возникновение и развитие строительных конструкций, в том числе железобетонных, неразрывно связано с условиями материальной жизни общества, развитием производительных сил и производственных отношений. Появление железобетона совпадает с периодом ускоренного роста промышленности, торговли и транспорта во второй половине XIX в., когда возникла потребность в строительстве большого числа фабрик, заводов, мостов, портов и других сооружений. Технические возможности производства железобетона к тому времени уже имелись — цементная промышленность и черная металлургия были достаточно развиты.

Период возникновения железобетона (1850—1885 гг.) характеризуется появлением первых конструкций из армированного бетона во Франции (Ламбо, 1850 г.; Кунье, 1854 г.; Монье, 1867—1880 гг.), в Англии (Уилкинсон, 1854 г.), в США (Гнатт, 1855—1877 гг.).

В период освоения (1885—1917 гг.) железобетон находил применение в отдельных случаях в экономически достаточно развитых странах — Англии, Франции, США, Германии, России. Железобетон применялся в перекрытиях производственных зданий, подземных трубах, колодцах, стенах, резервуарах, мостах, путепроводах, эстакадах, фортификационных и других сооружениях.

Создание первых теоретических основ расчета железобетона и принципов его конструирования оказалось возможным благодаря работам исследователей и инженеров Консидера, Генебика (Франция), Кёиена, Мёрша (Германия) и др. К концу XIX в. сложилась в общих чертах теория расчета железобетона по допускаемым напряжениям, основанная на методах сопротивления упругих материалов.

В России железобетонные конструкции развивались под влиянием зарубежного опыта и отечественной практики. В последней большое значение имели показательные испытания Н. А. Белелюбского в 1891 г. серии конструкций (плиты, резервуары, своды, трубы, сборный заком, сводчатый мост); предложения по совершенствованию конструктивных форм железобетона, а именно: Н. Н. Абрамова по спиральному армированию колонн в виде «бетона в обьеме», В. П. Некрасова по косвенному армированию сжатых элементов, А. Э. Страуса по производству набивных бетонных и железобетонных свай, А. Ф. Лолейта по конструированию и расчету безбалочных перекрытий (1909 г.), Н. И. Молотилова по сборным железобетонным плоским (сплошным и продольно-пустотным) плитам для перекрытий; оригинальные работы И. С. Подольского, Г. П. Передерня, С. И. Дружинина, Г. Г. Кривошеина и многих других.

В первый период широкого применения железобетона в СССР

(1918—1945 гг.) особенно широкое распространение он получил в промышленном и гидротехническом строительстве.

После Октябрьской революции происходят коренные изменения в экономике страны. Перед советским народом встают задачи восстановления народного хозяйства и выполнения всевозрастающих планов капитального строительства. Реализация этих задач связана с широким применением железобетона. В конце 20-х годов были созданы проектные организации союзного значения, которые разрабатывали проекты крупных промышленных предприятий. Одновременно в стране создаются научно-исследовательские институты и лаборатории по строительству, которые проводили исследования в области железобетона и бетона: ЦНИПС, позже НИИЖБ и ЦНИИСК, ЦНИИС МПС и др.

В связи с большим объемом строительства в первой пятилетке и задачами экономии металла железобетон получил широкое применение взамен стальных конструкций и занял доминирующее положение в промышленном строительстве. Железобетон применялся для монолитных неразрезных балочных перекрытий, многопролетных и многоярусных рам, арок и других им подобных конструкций при строительстве цехов ряда заводов (Краматорский машиностроительный, Днепросталь, Запорожсталь, Магнитогорский, Ижевский), крупнейших по тому времени гидростанций (Волховстрой, Днепрострой, Свирьстрой), сложных инженерных сооружений (элеваторов, силосов и др.). В 1928 г. появились первые сборные железобетонные конструкции, примененные в Москве на строительстве заводов «Фрезер», «Шаркоподшипник», «Калибр», «Электропривод», «Прибор», а также на заводах Урала и Украины, Нижнесвирской ГЭС. Начали применяться тонкостенные пространственные монолитные конструкции покрытий: купола (планетарий в Москве, 1929 г., театры в Новосибирске, 1934 г. и в Москве, 1939 г.), складки, цилиндрические оболочки (Днепропетровский алюминиевый комбинат), шатры.

Освоение новых конструктивных решений сопровождалось интенсивной разработкой теории расчета многопролетных балок и рам (И. М. Рабинович, Б. Н. Жемочкин и др.), оболочек (В. З. Власов, А. А. Гвоздев, П. Л. Пастернак и др.), плит, пластинок и иных систем.

Опыт строительства из сборного железобетона был обобщен в 1933 г. во «Временной инструкции по сборным железобетонным конструкциям», разработанной в б. ЦНИПС, с учетом принципов индустриализации строительства, стандартизации конструктивных элементов промышленных зданий на базе установленных стандартных размеров пролетов (12, 15, 18, 21, 24, 17, 30 м) при едином продольном шаге несущих конструкций (6 м).

Первые достижения в области сборного железобетона освещены

в работах С. С. Давыдова, А. П. Васильева, К. В. Сахновского, В. А. Бушкова.

Совершенствуется технология приготовления бетонной смеси, способы ее транспортирования и укладки (Н. М. Беляев, Б. Г. Скрамтаев, И. П. Александрин и др.), разработаны приемы зимнего бетонирования, стандартизована опалубка.

С развитием строительства все очевидней становились недостатки расчета железобетона как упругого материала по условным допускаемым напряжениям. Для их преодоления в конце 1931 г. А. Ф. Полейт выдвинул основные положения новой теории расчета железобетона по разрушающим усилиям. В них учитывалось, что при изгибе железобетонной балки в стадии разрушения вследствие развития пластических деформаций в арматуре и бетоне напряжения достигают предельных значений, что и определяет величину разрушающего момента.

Для проверки новой теории в лаборатории железобетонных конструкций б. ЦНИПС под руководством А. А. Гвоздева были проведены обширные эксперименты и теоретические исследования, позволившие создать принципиально новую теорию расчета и армирования железобетонных конструкций. Расчет по несущей способности был распространен на внецентренно сжатые элементы (М. С. Борншанский) и конструкции с жесткой арматурой (А. П. Васильев).

Эта теория легла в основу новых норм и технических условий НТУ-38, согласно которым в СССР впервые на несколько десятилетий раньше, чем в других странах, был введен расчет железобетонных элементов по стадии разрушения.

В развитии теории и практики железобетона в нашей стране большую роль сыграли исследования, проведенные советскими учеными (А. А. Гвоздевым, В. И. Мурашевым, П. Л. Пастернаком, В. В. Михайловым, О. Я. Бергом, Я. В. Столяровым и др.). Их собственные исследования и работы возглавляемых ими коллективов позволили решить много сложных проблем.

Идея создания нового, более совершенного, предварительно напряженного железобетона, высказанная еще в конце прошлого столетия, приобрела в 30-х годах практическое значение благодаря работам Фрейсине (Франция), Хойера (Германия) и др. Возникновение предварительно напряженного железобетона в нашей стране относится к 1930 г., когда В. В. Михайлов начал проводить широкие экспериментальные исследования. Вскоре вопросам теории расчета и конструирования предварительно напряженных конструкций стали заниматься многие советские ученые (С. А. Дмитриев, А. П. Коровкин и др.).

Начиная с 1940 г. В. И. Мурашев создает теорию трещиностойкости и жесткости железобетона.

Второй период широкого применения железобетона в СССР начался после Великой Отечественной войны (1945 г.) и продолжается в настоящее время.

Железобетон стал основой не только промышленного и гидротехнического строительства, но и жилищного, городского, теплоэнергетического, транспортного, дорожного, сельскохозяйственного. Применение сборного железобетона совершило переворот в строительной технике.

Возникла заводская технология изготовления железобетонных конструкций. Повысилась прочность применяемых материалов. Создан парк новых механизированных средств монтажа. Значительный прогресс был достигнут и в области расчета статически неопределимых железобетонных конструкций с учетом неупругих деформаций по методу предельного равновесия (работы А. А. Гвоздева, С. М. Крылова и др.). Исследования по теории ползучести бетона, предпринятые И. И. Улицким, М. Х. Арутюняном и др., позже существенно продвинулись благодаря работам А. А. Гвоздева, П. И. Васильева, С. В. Александровского и др.

Расчет и конструирование подземных сооружений — метрополитенов и туннелей разного назначения — обогащаются новыми идеями, заложенными в трудах С. С. Давыдова и др. В 50-х годах разрабатывается теория расчета и конструирования жаростойких железобетонных конструкций при действии высоких температур (В. И. Мурашев, А. Ф. Милованов и др.).

В этот период конструктивные формы претерпели большие изменения в связи с переходом на полносборное строительство и освоением предварительного напряжения конструкций, которое в настоящее время налажено почти на всех заводах строительной индустрии. Появляются новые конструкции железобетонных многоэтажных каркасных и панельных зданий из сборных элементов заводского изготовления, разрабатывается новая теория их расчета.

Организовано проектирование типовых конструкций, создана номенклатура сборных типовых железобетонных изделий для массового производства и применения.

Дальнейшим развитием в области теорий железобетона стал созданный в СССР и применяемый с 1955 г. единый метод расчета конструкций по предельным состояниям, который был положен в основу главы СНиП «Бетонные и железобетонные конструкции».

В нормах обобщены результаты исследований (кроме отмеченных выше) К. В. Михайлова и Н. М. Мулина по новым видам арматуры; С. А. Дмитриева и др. по расчету железобетонных элементов; П. Васильева, Г. И. Бердического, А. С. Залесова, Н. И. Каряко, Г. К. Хайдукова, Ю. П. Гущи и др. по конструктивным решениям; С. А. Мророва, В. М. Москвина, а также исследования многих других ученых.

Особенность этого периода — широкое участие вузов в разработке и внедрении новых типов конструкций и многих вопросов теории железобетона: в Московском инженерно-строительном институте (В. Н. Байков — совместная работа сборных конструкций в плоских и пространственных системах; П. Ф. Дроздов и Э. Е. Сигалов — теория расчета конструкций гражданских зданий большой этажности; К. К. Антонов — экономка железобетонных конструкций на стадии их проектирования; И. А. Трифоиев — пространственная работа пролетных строений конструкций эстакадно-мостового типа; Н. Н. Попов — железобетонные конструкции при импульсных динамических воздействиях; Н. Н. Складнев — оптимизация железобетонных конструкций); в Московском институте инженеров транспорта (С. С. Давыдов — полимербетоны и конструкции с их применением); во Всесоюзном заочном политехническом институте (А. М. Овечкин — предельное состояние куполов); во Всесоюзном заочном строительном институте (В. М. Бондаренко — инженерные методы нелинейной теории железобетона); в Московском автодорожном институте (Г. И. Попов — особенности сопротивления конструкций с применением специальных бетонов); в Ленинградском инженерно-строительном институте (Н. Я. Панарин — задачи ползучести бетона, А. П. Павлов — напряженные состояния некоторых пространственных покрытий, Г. Н. Шоршнев — железобетонные специальные конструкции с повышенным содержанием арматуры); в Полтавском инженерно-строительном институте (М. С. Торяник — кривой изгиб и внецентренное сжатие); в Челябинском политехническом институте (А. А. Оатул — сцепление арматуры с бетоном); в Вильнюсском политехническом институте (А. П. Кудзис — свойства центрифугированных железобетонных элементов); в Ростовском инженерно-строительном и Ереванском политехническом институтах (Р. Л. Манлян, В. В. Пинаджян — железобетонные конструкции на легких природных заполнителях) и в других вузах.

Коренной переработке нормы подвергались в 1971—1975 гг. с учетом практики проектирования и научных исследований. В 1983 г. в главу СНиП II-21-75 внесены новые изменения, а обозначения приняты в соответствии со стандартами СЭВ.

Поставленные XXVI съездом КПСС и последующими Пленумами ЦК КПСС задачи дальнейшего технического совершенствования строительной индустрии и промышленности строительных материалов и развития их до уровня, обеспечивающего потребности народного хозяйства, решаются на базе использования достижений научно-технического прогресса, совершенствования и развития строительной индустрии, применения в строительстве сборных конструкций заводского изготовления, увеличения объема, повышения качества и снижения стоимости капитального строительства.

ЧАСТЬ ПЕРВАЯ. СОПРОТИВЛЕНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОНА И ЭЛЕМЕНТЫ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

ГЛАВА I. ОСНОВНЫЕ ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА БЕТОНА, СТАЛЬНОЙ АРМАТУРЫ И ЖЕЛЕЗОБЕТОНА

§ 1.1. БЕТОН

1. Бетон для железобетонных конструкций

Бетон как материал для железобетонных конструкций должен обладать вполне определенными, наперед заданными физико-механическими свойствами: необходимой прочностью, хорошим сцеплением с арматурой, достаточной плотностью (непроницаемостью) для защиты арматуры от коррозии.

В зависимости от назначения железобетонной конструкции и условий ее эксплуатации бетон должен еще удовлетворять специальным требованиям: морозостойкости при многократном замораживании и оттаивании (например, в панелях наружных стен зданий, в открытых сооружениях и др.), жаростойкости при длительном воздействии высоких температур, коррозионной стойкости при агрессивном воздействии среды и др.

Бетоны подразделяют по ряду признаков:

а) структуре — плотной структуры, у которых пространство между зернами заполнителя полностью занято затвердевшим вяжущим; крупнопористые малопесчаные и беспесчаные; поризованные, т. е. с заполнителями и искусственной пористостью затвердевшего вяжущего; ячеистые с искусственно созданными замкнутыми порами;

б) средней плотности — особо тяжелые со средней плотностью более 2500 кг/м^3 ; тяжелые — со средней плотностью более 2200 и до 2500 кг/м^3 ; облегченные со средней плотностью более 1800 и до 2200 кг/м^3 ; легкие со средней плотностью более 500 и до 1800 кг/м^3 ;

в) виду заполнителей — на плотных заполнителях; пористых заполнителях; специальных заполнителях, удовлетворяющих требованиям биологической защиты, жаростойкости и др.;

г) зерновому составу — крупнозернистые с крупными и мелкими заполнителями; мелкозернистые с мелкими заполнителями;

д) условиям твердения — бетон естественного твердения; бетон, подвергнутый тепловлажностной обработке при атмосферном давлении; подвергнутый автоклавной обработке при высоком давлении.

Сокращенное наименование бетонов, применяемых для несущих железобетонных конструкций, установлено следующее:

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

мелкозернистый бетон — бетон плотной структуры, тяжелый, на мелких заполнителях, на цементном вяжущем при любых условиях твердения;

легкий бетон — бетон плотной структуры, на пористых заполнителях, крупнозернистый, на цементном вяжущем, при любых условиях твердения.

В качестве плотных заполнителей для тяжелых бетонов применяют щебень из дробленых горных пород — песчаника, гранита, диабаз и др. — и природный кварцевый песок. Пористые заполнители могут быть естественными — перлит, пемза, ракушечник и др. — или искусственными — керамзит, шлак и т. п. В зависимости от вида пористых заполнителей различают керамзитобетон, шлакобетон, перлитобетон и т. д.

Бетоны поризованные, ячеистые, а также на пористых заполнителях со средней плотностью 1400 кг/м^3 и менее применяют преимущественно для ограждающих конструкций. Бетоны особо тяжелые применяют в конструкциях для биологической защиты от излучений. Чтобы получить бетон, обладающий заданной прочностью и удовлетворяющий перечисленным выше специальным требованиям, подбирают по количественному соотношению необходимые составляющие материалы: цементы различного вида, крупные и мелкие заполнители, добавки различного вида, обеспечивающие удобоукладываемость смеси или морозостойкость, и т. п.

На прочность бетона оказывают влияние многие факторы: зерновой состав (его подбирают так, чтобы объем пустот в смеси заполнителей был наименьшим), прочность заполнителей и характер их поверхности, марка цемента и его количество, количество воды и др. При ще-

роховатой и угловатой поверхности заполнителей повышается их сцепление с цементным раствором, поэтому бетоны, приготовленные на щебне, имеют бóльшую прочность, чем бетоны, приготовленные на гравии. Вопросы подбора состава бетона излагаются в курсах строительных материалов.

Необходимая плотность бетона достигается подбором зернового состава, высококачественным уплотнением бетонной смеси при формовании, применением достаточного количества цемента, которое колеблется от 250 до 500 кг/м³. Повышение плотности бетона ведет и к повышению его прочности. Чтобы сократить расход цемента, марка его должна быть выше требуемой прочности бетона.

2. Структура бетона и ее влияние на прочность и деформативность

Структура бетона оказывает большое влияние на прочность и деформативность бетона. Чтобы уяснить этот вопрос, рассмотрим схему физико-химического процесса образования бетона. При затворении водой смеси из заполнителей и цемента начинается химическая реакция соединения минералов цемента с водой, в результате которой образуется гель — студнеобразная пористая масса со взвешенными в воде, еще не вступившими в химическую реакцию, частицами цемента и незначительными соединениями в виде кристаллов. В процессе перемешивания бетонной смеси гель обволакивает отдельные зерна заполнителей, постепенно твердеет, а кристаллы постепенно соединяются в кристаллические сростки, растущие с течением времени. Твердеющий гель превращается в цементный камень, скрепляющий зерна крупных и мелких заполнителей в монолитный твердый материал — бетон.

Существенно важным фактором, влияющим на структуру и прочность бетона, является количество воды, применяемое для приготовления бетонной смеси, оцениваемое водоцементным отношением W/C (отношением взвешенного количества воды к количеству цемента в единице объема бетонной смеси). Для химического соединения с цементом необходимо, чтобы $W/C \approx 0,2$. Однако по технологическим соображениям — для достижения достаточной подвижности и удобоукладываемости бетон-

ной смеси — количество воды берут с некоторым избытком. Так, подвижные бетонные смеси, заполняющие форму под влиянием текучести, имеют $W/C=0,5...0,6$, а жесткие бетонные смеси, заполняющие форму под влиянием механической виброобработки, имеют $W/C=0,3...0,4$.

Избыточная, химически несвязанная вода частью вступает впоследствии в химическое соединение с менее активными частицами цемента, а частью заполняет многочисленные поры и капилляры в цементном камне и полостях между зернами крупного заполнителя и стальной арматурой и, постепенно испаряясь, освобождает их. По данным исследований, поры занимают около трети объема цементного камня; с уменьшением W/C пористость цементного камня уменьшается и прочность бетона увеличивается. Поэтому в заводском производстве железобетонных изделий применяют преимущественно жесткие бетонные смеси с возможно меньшим значением W/C . Бетоны из жестких смесей обладают большей прочностью, требуют меньшего расхода цемента и меньших сроков выдержки изделий в формах.

Таким образом, структура бетона оказывается весьма неоднородной: она образуется в виде пространственной решетки из цементного камня, заполненной зерами песка и щебня различной крупности и формы, пронизанной большим числом микропор и капилляров, содержащих химически несвязанную воду, водяные пары и воздух. Физически бетон представляет собой капиллярно-пористый материал, в котором нарушена сплошность массы и присутствуют все три фазы — твердая, жидкая и газообразная. Цементный камень также обладает неоднородной структурой и состоит из упругого кристаллического сростка и наполняющей его вязкой массы — геля.

Длительные процессы, происходящие в таком материале, — изменение водного баланса, уменьшение объема твердеющего вязкого геля, рост упругих кристаллических сростков — наделяют бетон своеобразными упруго-пластическими свойствами. Эти свойства проявляются в характере деформирования бетона под нагрузкой, во взаимодействии с температурно-влажностным режимом окружающей среды.

Исследования показали, что теории прочности, предложенные для других материалов, к бетону неприменимы. Зависимость между составом, структурой бетона, его прочностью и деформативностью представляет собой за-

дачу, над которой работают исследователи. Суждения о прочности и деформативности бетона основаны на большом числе экспериментов, выполненных в лабораторных и натуральных условиях.

3. Усадка бетона и начальные напряжения

Бетон обладает свойством уменьшаться в объеме при твердении в обычной воздушной среде (усадка бетона) и увеличиваться в объеме при твердении в воде (набухание бетона). Бетоны, приготовленные на специальном цементе (расширяющемся или безусадочном), не дают усадки. Усадка бетона, как показывают опыты, зависит от ряда причин: 1) количества и вида цемента — чем больше цемента на единицу объема бетона, тем больше усадка, при этом высокоактивные и глиноземистые цементы дают большую усадку; 2) количества воды — чем больше W/C , тем больше усадка; 3) крупности заполнителей — при мелкозернистых песках и пористом щебне усадка больше.

Влияние заполнителей на уменьшение усадки тем сильнее, чем выше их способность сопротивляться деформированию, т. е. чем выше их модуль упругости. При разной крупности зерен заполнителей и меньшем объеме пустот меньше и усадка. Различные гидравлические добавки и ускорители твердения (например, хлористый кальций), как правило, увеличивают усадку.

Обычно усадка бетона происходит наиболее интенсивно в начальный период твердения и в течение первого года, в дальнейшем она постепенно затухает. Скорость усадки зависит от влажности окружающей среды — чем меньше влажность, тем больше усадочные деформации и выше скорость их роста. Усадка бетона под нагрузкой при длительном сжатии ускоряется, а при длительном растяжении, наоборот, замедляется.

Усадка бетона связана с физико-химическими процессами твердения и уменьшения объема цементного геля, потерей избыточной воды на испарение во внешнюю среду, на гидратацию с еще непрореагировавшими частицами цемента. По мере твердения цементного геля, уменьшения его объема и образования кристаллических сростков усадка бетона затухает. Капиллярные явления в цементном камне, вызванные избыточной водой, также влияют на усадку бетона — поверхностные натяжения

менисков вызывают давление на стенки капилляров, и происходят объемные деформации.

Усадке цементного камня в период твердения бетона препятствуют заполнители, которые становятся внутренними связями, вызывающими в цементном камне начальные растягивающие напряжения. По мере твердения геля образующиеся в нем кристаллические сrostки становятся такого же рода связями. Неравномерное высыхание бетона приводит к неравномерной его усадке, что в свою очередь, ведет к возникновению начальных усадочных напряжений. Открытые, быстрее высыхающие поверхностные слои бетона испытывают растяжение, в то время как внутренние, более влажные зоны, препятствующие усадке поверхностных слоев, оказываются сжатыми. Следствием таких начальных растягивающих напряжений являются усадочные трещины в бетоне.

Начальные напряжения, возникающие под влиянием усадки бетона, не учитывают непосредственно в расчете прочности железобетонных конструкций; их учитывают расчетными коэффициентами, охватывающими совокупность характеристик прочности, а также конструктивными мерами — армированием элементов. Уменьшить начальные усадочные напряжения в бетоне можно технологическими мерами — подбором состава, увлажнением среды при тепловой обработке твердеющего бетона, увлажнением поверхности бетона и др., а также конструктивными мерами — устройством усадочных швов в конструкциях.

4. Прочность бетона

Основы прочности. Так как бетон представляет собой неоднородный материал, внешняя нагрузка создает в нем сложное напряженное состояние. В бетонном образце, подвергнутом сжатию, напряжения концентрируются на более жестких частицах, обладающих большим модулем упругости, вследствие чего по плоскостям соединения этих частиц возникают усилия, стремящиеся нарушить связь между частицами. В то же время в местах, ослабленных порами и пустотами, происходит концентрация напряжений. Из теории упругости известно, что вокруг отверстий в материале, подвергнутом сжатию, наблюдается концентрация сжимающих и растягивающих напряжений; последние действуют по площадкам, параллель-

мым сжимающей силой (рис. I.1, а). Поскольку в бетоне много пор и пустот, растягивающие напряжения у одного отверстия или поры накладываются на соседние. В результате в бетонном образце, подвергнутом осевому сжатию, возникают продольные сжимающие и поперечные растягивающие напряжения (вторичное поле напряжений).

Разрушение сжимаемого образца, как показывают опыты, возникает вследствие разрыва бетона в поперечном направлении. Сначала по всему объему возникают микроскопические трещинки отрыва. С ростом нагрузки трещинки отрыва соединяются, образуя видимые трещины, направленные параллельно или с небольшим наклоном к направлению действия сжимающих сил (рис. I.1, б). Затем трещины раскрываются, что сопровождается кажущимся увеличением объема. Наконец, наступает полное разрушение. Разрушение сжимаемых образцов из различных материалов, обладающих высокой плотностью структуры, наблюдается вследствие разрыва в поперечном направлении. В бетонных же образцах это явление развивается еще и под влиянием вторичного поля напряжений. Граница образования структурных микроразрушений бетона под нагрузкой может определяться по результатам ультразвуковых измерений. Скорость ультразвуковых колебаний v , распространя-

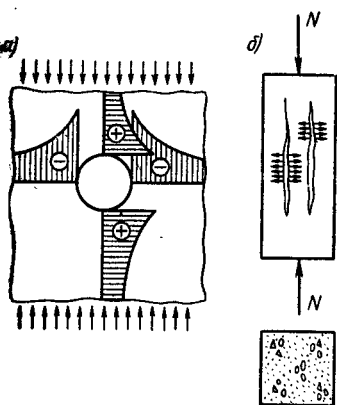


Рис. I.1. Схема напряженного состояния бетонного образца при сжатии

а — концентрация напряжений у микропор и полостей; б — трещины разрыва бетона в поперечном направлении при осевом сжатии

ется по результатам ультразвуковых измерений. Скорость ультразвуковых колебаний v , распространя-

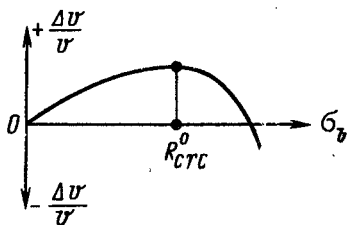


Рис. I.2. К определению сжимающих напряжений в бетоне на границе макроразрушений $R_{срс}^0$ по результатам ультразвуковых измерений

ющихся поперек линий действия сжимающих напряжений, уменьшается с развитием микротрещин в бетоне. Сжимающее напряжение в бетоне R_{crc}^0 , при котором начинается образование микротрещин, соответствует началу уменьшения скорости ультразвука на кривой (рис. 1.2). По значению напряжения R_{crc}^0 судят о прочностных и деформативных свойствах бетона.

Отсутствие закономерности в расположении частиц, составляющих бетон, в расположении и крупности пор приводит к тому, что при испытании образцов, изготовленных из одной и той же бетонной смеси, получают неодинаковые показатели прочности — разброс прочности. Прочность бетона зависит от ряда факторов, основными из которых являются: 1) технологические факторы, 2) возраст и условия твердения, 3) форма и размеры образца, 4) вид напряженного состояния и длительные процессы. Бетон при разных напряжениях — сжатии, растяжении и срезе — имеет разное временное сопротивление.

Классы и марки бетона. В зависимости от назначения железобетонных конструкций и условий эксплуатации устанавливают показатели качества бетона, основными из которых являются:

класс бетона по прочности на осевое сжатие B ; указывается в проекте во всех случаях;

класс бетона по прочности на осевое растяжение B_t ; назначается в тех случаях, когда эта характеристика имеет главенствующее значение и контролируется на производстве;

марка бетона по морозостойкости F ; должна назначаться для конструкций, подвергающихся в увлажненном состоянии действию попеременного замораживания и оттаивания (открытые конструкции, ограждающие конструкции и т. п.);

марка по водонепроницаемости W ; назначается для конструкций, к которым предъявляют требования непроницаемости (резервуары, напорные трубы и т. п.);

марка по плотности D ; назначается для конструкций, к которым кроме требований прочности предъявляются требования теплоизоляции, и контролируется на производстве.

Заданные класс и марку бетона получают соответствующим подбором состава бетонной смеси с последую-

щим испытанием контрольных образцов. Высокое сопротивление бетона сжатию — наиболее ценное его свойство, широко используемое в железобетонных конструкциях. По этим соображениям основная характеристика — класс бетона по прочности на сжатие указывается во всех случаях.

Классом бетона по прочности на осевое сжатие B (МПа) называется временное сопротивление сжатию бетонных кубов с размером ребра 15 см, испытанных через 28 дней хранения при температуре $20 \pm 2^\circ\text{C}$ по ГОСТу с учетом статистической изменчивости прочности. Сроки твердения бетона устанавливаются так, чтобы требуемая прочность бетона была достигнута к моменту загрузки конструкции проектной нагрузкой. Для монолитных конструкций на обычном портландцементе этот срок, как правило, принимается равным 28 дням. Для элементов сборных конструкций заводского изготовления отпускная прочность бетона может быть ниже его класса; она устанавливается по стандартам и техническим условиям в зависимости от условий транспортирования, монтажа, сроков загрузки конструкции и др. Классы бетона по прочности на сжатие для железобетонных конструкций нормами устанавливаются следующие: для тяжелых бетонов В7,5; В10; В12,5; В15; В20; В30; В35; В40; В45; В50; В55; В60; для мелкозернистых бетонов вида А на песке с модулями крупности 2,1 и более — в том же диапазоне до В40 включительно; вида Б с модулем крупности менее 1 — в том же диапазоне до В30 включительно; вида В, подвергнутого автоклавной обработке — в том же диапазоне до В60 включительно; для легких бетонов — в том же диапазоне до В40 включительно.

Классы бетона по прочности на осевое растяжение В_{0,8}; В_{1,2}; В_{1,6}; В₂; В_{2,4}; В_{2,8}; В_{3,2} характеризуют прочность бетона на осевое растяжение (МПа) по ГОСТу с учетом статистической изменчивости прочности.

Марки бетона по морозостойкости от F25 до F500 характеризуют число выдерживаемых циклов попеременного замораживания и оттаивания в насыщенном водой состоянии.

Марки бетона по водонепроницаемости от W2 до W12 характеризуют предельное давление воды, при котором еще не наблюдается просачивание ее через испытываемый образец.

Марки бетона по плотности от D800 до D2400 характеризуют среднюю плотность ($\text{кг}/\text{м}^3$).

Оптимальные класс и марку бетона выбирают на основании технико-экономических соображений в зависимости от типа железобетонной конструкции, ее напряженного состояния, способа изготовления, условий эксплуатации и др. Рекомендуются принимать класс бетона для железобетонных сжатых стержневых элементов не ниже В15. Для конструкций, испытывающих значительные сжимающие усилия (колонн, арок и т. п.), выгодны относительно высокие классы бетона — В20—В30; для предварительно напряженных конструкций в зависимости от вида напрягаемой арматуры целесообразны классы бетона В20—В40; для изгибаемых элементов без предварительного напряжения (плит, балок) применяют класс В15.

Легкие бетоны на пористых заполнителях и цементном вяжущем при одинаковых классах и марках по морозостойкости и водонепроницаемости применяют в сборных и монолитных железобетонных конструкциях наравне с тяжелыми бетонами. Для многих конструкций они весьма эффективны, так как приводят к снижению массы.

Влияние времени и условий твердения на прочность бетона. Прочность бетона нарастает в течение длительного времени, но наиболее интенсивный ее рост наблюдается в начальный период твердения. Прочность бетона, приготовленного на портландцементе, интенсивно нарастает первые 28 суток, а на пуццолановом и шлаковом портландцементе медленнее — первые 90 суток. Но и в последующем при благоприятных условиях твердения — положительной температуре, влажной среде — прочность бетона может нарастать весьма продолжительное время, измеряемое годами. Объясняется это явление длительным процессом окаменения цементного раствора — твердением геля и ростом кристаллов. По данным опытов, прочность бетонных образцов, хранившихся в течение 11 лет, нарастала в условиях влажной среды вдвое, а в условиях сухой среды — в 1,4 раза; в другом случае нарастание прочности прекратилось к концу первого года (рис. 1.3). Если бетон остается сухим, как это часто бывает при эксплуатации большинства железобетонных конструкций, то по истечении первого года дальнейшего нарастания прочности ожидать уже нельзя.

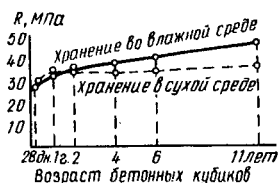


Рис. 1.3. Нарастание прочности бетона во времени

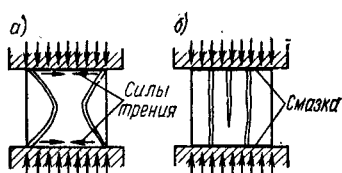


Рис. 1.4. Характер разрушения бетонных кубов

а — при трении по опорным плоскостям; б — при отсутствии трения

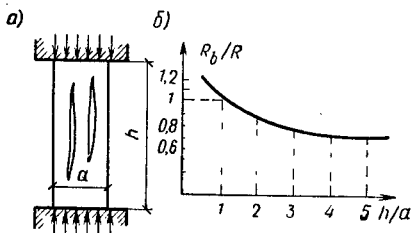


Рис. 1.5. График зависимости призмной прочности бетона от отношения размеров испытываемого образца

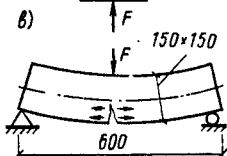
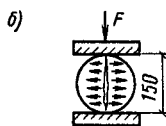
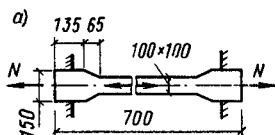


Рис. 1.6. Напряженное состояние бетона сжатой зоны при изгибе железобетонной балки

Рис. 1.7. Схемы испытания образцов для определения прочности бетона на растяжение

Нарастание прочности бетона на портландцементе при положительной температуре твердения ($\sim 15^\circ\text{C}$) и влажной среде может быть выражено эмпирической зависимостью

$$R_t = R \lg / \lg 28 = 0,7R \lg t, \quad (\text{I. 1})$$

где R_t — временное сопротивление сжатию бетонного куба в возрасте t , дн.; R — то же, в возрасте 28 дн.

Эта формула дает достаточно близкое совпадение с экспериментами при $t \geq 7$ дн.

Процесс твердения бетона значительно ускоряется при повышении температуры и влажности среды. С этой целью железобетонные изделия на заводах подвергают тепловой обработке при температуре до 90°C и влажности до 100 % или же специальной автоклавной обработке при высоком давлении пара и температуре порядка 170°C . Эти способы позволяют за сутки получить бетон прочностью $\sim 70\%$ проектной. Твердение бетона при отрицательной температуре резко замедляется или прекращается.

Кубиковая прочность бетона при сжатии. При осевом сжатии кубы разрушаются вследствие разрыва бетона в поперечном направлении (рис. 1.4, а). Наклон трещин разрыва обусловлен силами трения, которые развиваются на контактных поверхностях — между подушками пресса и гранями куба. Силы трения, направленные внутрь, препятствуют свободным поперечным деформациям куба и создают эффект обоймы. Удерживающее влияние сил трения по мере удаления от торцовых граней куба уменьшается, поэтому после разрушения куб приобретает форму усеченных пирамид, сомкнутых малыми основаниями. Если при осевом сжатии куба устранить влияние сил трения смазкой контактных поверхностей, поперечные деформации проявляются свободно, трещины разрыва становятся вертикальными, параллельными действию сжимающей силы, а временное сопротивление уменьшается примерно вдвое (рис. 1.4, б). Согласно стандарту, кубы испытывают без смазки контактных поверхностей.

Опытами установлено, что прочность бетона одного и того же состава зависит от размера куба: если временное сопротивление сжатию бетона для базового куба с ребром 15 см равно R , то для куба с ребром 20 см оно уменьшается и равно приблизительно $0,93R$, а для куба с ребром 10 см увеличивается и равно $\sim 1,1R$.

Это объясняется изменением эффекта обоймы с изменением размеров куба и расстояния между его торцами.

Призменная прочность бетона при сжатии. Железобетонные конструкции по форме отличаются от кубов, поэтому кубиковая прочность бетона не может быть непосредственно использована в расчетах прочности элементов конструкции. Основной характеристикой прочности бетона сжатых элементов является призменная проч-

ность R_b — временное сопротивление осевому сжатию бетонных призм. Опыты на бетонных призмах с размером стороны основания a и высотой h показали, что призмечная прочность бетона меньше кубиковой и что она уменьшается с увеличением отношения h/a . Кривая, приведенная на рис. 1.5, иллюстрирует зависимость отношения R_b/R от h/a по усредненным опытным данным.

Влияние сил трения на торцах призмы уменьшается с увеличением ее высоты и при отношении $h/a=4$ значение R_b становится почти стабильным и равным примерно $0,75 R$. Влияние гибкости бетонного образца при этих испытаниях не сказывалось, так как оно ощутимо лишь при $h/a \geq 8$.

В качестве характеристики прочности бетона сжатой зоны изгибаемых элементов также принимают R_b , при этом вместо действительной криволинейной эпюры напряжений бетона сжатой зоны в предельном состоянии принимают условную прямоугольную эпюру напряжений (рис. 1.6).

Прочность бетона при растяжении зависит от прочности цементного камня при растяжении и сцепления его с зернами заполнителей. Согласно опытным данным, прочность бетона при растяжении в 10—20 раз меньше, чем при сжатии, причем относительная прочность при растяжении уменьшается с увеличением класса бетона. В опытах наблюдается еще больший по сравнению со сжатием разброс прочности. Повышение прочности бетона при растяжении может быть достигнуто увеличением расхода цемента, уменьшением W/C , применением щебня с шероховатой поверхностью.

Временное сопротивление бетона осевому растяжению можно определять по эмпирической формуле

$$R_{bt} = 0,5 \sqrt[3]{R^2}. \quad (1.2)$$

Вследствие неоднородности структуры бетона эта формула не всегда дает правильные значения R_{bt} . Значение R_{bt} определяют испытаниями на разрыв образцов в виде восьмерки, на раскалывание образцов в виде цилиндров, на изгиб — бетонных балок (рис. 1.7). По разрушающему моменту бетонной балки определяют

$$R_{bt} = M/\gamma W = 3,5 M/bh^2, \quad (1.3)$$

где $W = bh^2/6$ — момент сопротивления прямоугольного сечения; $\gamma = 1,7$ — множитель, учитывающий криволинейный характер эпюры

напряжений в бетоне растянутой зоны сечения вследствие развития неупругих деформаций.

Прочность бетона при срезе и скалывании. В чистом виде явление среза состоит в разделении элемента на две части по сечению, к которому приложены перерезывающие силы. При этом сопротивление срезу зерен крупных заполнителей, работающих как шпонки в плоскости среза, оказывает существенное влияние. При срезе распределение напряжений по площади сечения считается равномерным. Временное сопротивление бетона при срезе можно определять по эмпирической формуле

$$R_{sh} = 0,7 \sqrt{R_b R_{bt}} \text{ или } R_{sh} = 2R_{bt}. \quad (1.4)$$

В железобетонных конструкциях чистый срез встречается редко; обычно он сопровождается действием продольных сил.

Сопротивление бетона скалыванию возникает при изгибе железобетонных балок до появления в них наклонных трещин. Скалывающие напряжения по высоте сечения изменяются по квадратной параболе. Временное сопротивление скалыванию при изгибе, согласно опытным данным, в 1,5—2 раза больше R_{bt} .

Прочность бетона при длительном действии нагрузки. Согласно опытным данным, при длительном действии нагрузки и высоких напряжениях под влиянием развивающихся значительных неупругих деформаций и структурных изменений бетон разрушается при напряжениях, меньших, чем временное сопротивление осевому сжатию R_b . Предел длительного сопротивления бетона осевому сжатию по опытным данным может составлять $R_{bl} = 0,90 R_b$ и меньше. Если при эксплуатации конструкции в благоприятных для нарастания прочности бетона условиях уровень напряжений σ_b/R_{bl} постепенно уменьшается, отрицательное влияние фактора длительного нагружения может и не проявляться.

Прочность бетона при многократно повторных нагрузках. При действии многократно повторных нагрузок с повторяемостью в несколько миллионов циклов временное сопротивление бетона сжатию под влиянием развития структурных микротрещин уменьшается. Предел прочности бетона при многократно повторных нагрузках или предел выносливости бетона R_r , согласно опытным данным, зависит от числа циклов нагрузки и разгрузки и отношения попеременно возникающих минимальных и

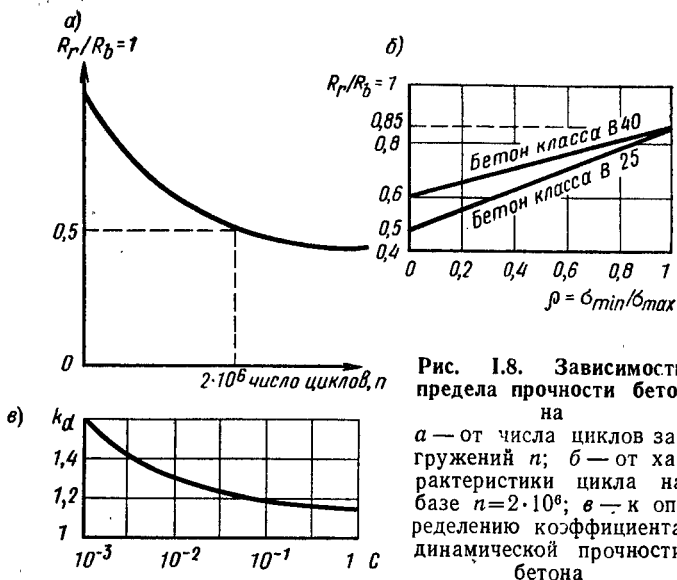


Рис. 1.8. Зависимость предела прочности бетона

а — от числа циклов загрузений n ; б — от характеристики цикла на базе $n = 2 \cdot 10^6$; в — к определению коэффициента динамической прочности бетона

максимальных напряжений или асимметрии цикла $\rho = \sigma_{\min}/\sigma_{\max}$. На кривой выносливости (рис. 1.8, а) по оси абсцисс отложено число циклов n , а по оси ординат — значение изменяющегося периодически предела выносливости бетона R_r . С увеличением числа циклов n снижается R_r ; напряжение на горизонтальном участке кривой при $n \rightarrow \infty$ называют абсолютным пределом выносливости. Практический предел выносливости R_r (на ограниченной базе $n = 2 \cdot 10^6$) зависит от характеристики цикла ρ почти линейно, его наименьшее значение $R_r = 0,5 R_b$ (рис. 1.8, б).

Наименьшее значение предела выносливости, как показывают исследования, связано с границей образования структурных микротрещин так, что $R_r \geq R_{cr}^0$. Такая связь между R_r и R_{cr}^0 позволяет находить предел выносливости по первичному нагружению образца определением границы образования структурных микротрещин ультразвуковой аппаратурой.

Значение R_r необходимо для расчета на выносливость железобетонных конструкций, испытывающих динамические нагрузки, — подкрановых балок, перекрытий некоторых промышленных зданий и т. п.

Динамическая прочность бетона. При динамической нагрузке большой интенсивности, но малой продолжительности, развивающейся вследствие ударных и взрывных воздействий, наблюдается увеличение временного сопротивления бетона — динамическая прочность. Чем меньше время t нагружения бетонного образца заданной динамической нагрузкой (или, что то же самое, чем больше скорость роста напряжений МПа/с), тем больше коэффициент динамической прочности бетона k_d . Этот коэффициент равен отношению динамического временного сопротивления сжатию R_d к призменной прочности R_b (рис. 1.8, в). Например, если время нагружения динамической разрушающей нагрузкой составляет 0,1 с, коэффициент $k_d=1,2$. Это явление объясняют энергопоглощающей способностью бетона, работающего в течение короткого промежутка нагружения динамической нагрузкой только упруго.

5. Деформативность бетона

Виды деформаций. В бетоне различают деформации двух основных видов: объемные, развивающиеся во всех направлениях под влиянием усадки, изменения температуры и влажности, и силовые, развивающиеся главным образом вдоль направления действия сил. Силовым поперечным деформациям соответствуют некоторые поперечные деформации, начальный коэффициент поперечной деформации бетона $\nu=0,2$ (коэффициент Пуассона). Бетон представляет собой упругопластический материал. Начиная с малых напряжений, в нем помимо упругих восстанавливающихся деформаций развиваются неупругие остаточные или пластические деформации. Поэтому силовые деформации в зависимости от характера приложения нагрузки и длительности ее действия подразделяют на три вида: при однократном загрузении кратковременной нагрузкой, при длительном действии нагрузки и при многократно повторном действии нагрузки.

Объемные деформации. Деформации, вызванные усадкой бетона, изменяются в довольно широком диапазоне: по данным опытов, для тяжелых бетонов $\epsilon_{sl} \approx 3 \cdot 10^{-4}$ и более, а для бетонов на пористых заполнителях $\epsilon_{sl} \approx 4,5 \cdot 10^{-4}$. Деформация бетона при набухании в 2—5 раз меньше, чем при усадке.

Деформации бетона, возникающие под влиянием изменения температуры, зависят от коэффициента линейной температурной деформации бетона α_{bt} . При изменении температуры среды от -50 до $+50$ °С для тяжелого бетона и бетона на пористых заполнителях с кварцевым песком $\alpha_{bt} = 1 \cdot 10^{-5}$ °С⁻¹. Этот коэффициент зависит от вида цемента, заполнителей, влажностного состояния бетона и может изменяться в пределах ± 30 %. Так, $\alpha_{bt} = 0,7 \cdot 10^{-5}$ °С⁻¹ для бетонов на пористых заполнителях с пористым песком.

Деформации при однократном нагружении кратковременной нагрузкой. При однократном нагружении бетонной призмы кратковременно приложенной нагрузкой деформация бетона

$$\varepsilon_b = \varepsilon_e + \varepsilon_{pl}, \quad (1.5)$$

т. е. она образуется из ε_e — упругой и ε_{pl} — неупругой пластической деформаций (рис. 1.9). Небольшая доля неупругих деформаций в течение некоторого периода времени после разгрузки восстанавливается (около 10 %). Эта доля называется деформацией упругого последствия ε_{ep} . Если испытываемый образец загружать по этапам и замерять деформации на каждой ступени дважды (сразу после приложения нагрузки и через некоторое время после выдержки под нагрузкой), то на диаграмме $\sigma_b - \varepsilon_b$ получим ступенчатую линию, изображенную на рис. 1.10, а. Деформации, измеренные после приложения нагрузки, упругие и связаны с напряжениями линейным законом, а деформации, развивающиеся за время выдержки под нагрузкой, неупругие; они увеличиваются с ростом напряжений, и на диаграмме $\sigma_b - \varepsilon_b$ имеют вид горизонтальных площадок. При достаточно большом числе ступеней нагружения зависимость между напряжениями и деформациями может изображаться плавной кривой. Так же и при разгрузке, если на каждой ступени замерять деформации дважды (после снятия нагрузки и через некоторое время после выдержки под нагрузкой), то можно получить ступенчатую линию, которую при достаточно большом числе ступеней разгрузки можно заменить плавной кривой, но только уже вогнутой (см. рис. 1.9).

Таким образом, упругие деформации бетона соответствуют лишь мгновенной скорости нагружения образца, в то время как неупругие деформации развиваются во

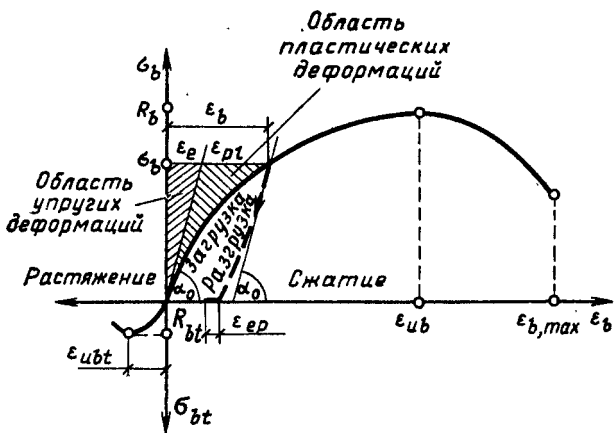


Рис. 1.9. Общая диаграмма зависимости между напряжениями и деформациями в бетоне

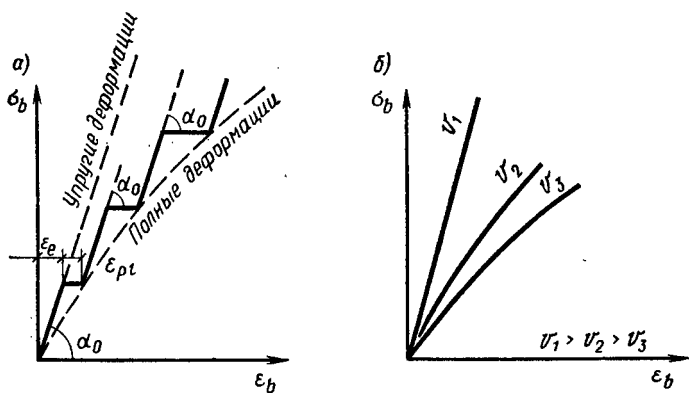


Рис. 1.10. Диаграмма $\sigma_b - \epsilon_b$ при сжатии бетона в зависимости от а — числа этапов загрузений; б — скорости загрузений

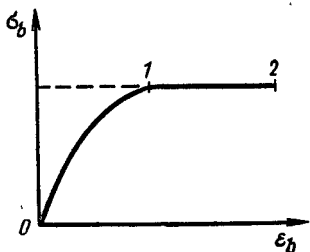


Рис. 1.11. Диаграмма $\sigma_b - \epsilon_b$ при длительном загрузении бетонного образца

времени и зависят от скорости загрузки образца v , МПа/с. С увеличением скорости загрузки при одном и том же напряжении σ_b неупругие деформации уменьшаются. Для различных скоростей загрузки $v_1 > v_2 > v_3$ кривые зависимости $\sigma_b - \epsilon_b$ изображены на рис. I.10, б.

При растяжении бетонного образца также возникает деформация

$$\epsilon_{bt} = \epsilon_{et} + \epsilon_{pl,t}, \quad (I.6)$$

состоящая из ϵ_{et} — упругой и $\epsilon_{pl,t}$ — пластической частей.

Деформации при длительном действии нагрузки. При длительном действии нагрузки неупругие деформации бетона с течением времени увеличиваются. Наибольшая интенсивность нарастания неупругих деформаций наблюдается первые 3—4 мес и может продолжаться несколько лет. На диаграмме $\sigma_b - \epsilon_b$ участок 0—1 характеризует деформации, возникающие при загрузке, кривизна этого участка зависит от скорости загрузки; участок 1—2 характеризует нарастание неупругих деформаций при постоянном значении напряжений (рис. I.11).

Свойство бетона, характеризующееся нарастанием неупругих деформаций при длительном действии нагрузки, называют ползучестью бетона. Деформации ползучести могут в 3—4 раза превышать упругие деформации. При длительном действии постоянной нагрузки, если деформации ползучести нарастают свободно, напряжения в бетоне остаются постоянными. Если же связи в бетоне (например, стальная арматура) стесняют свободное развитие ползучести, то ползучесть будет стесненной, при которой напряжения в бетоне уже не будут оставаться постоянными.

Если бетонному образцу сообщить некоторое начальное напряжение σ_b^0 и начальную деформацию ϵ_b^0 , а затем устранить возможность дальнейшего деформирования наложением связей, то с течением времени напряжения в бетоне начинают уменьшаться. *Свойство бетона, характеризующееся уменьшением с течением времени напряжений при постоянной начальной деформации, называют релаксацией напряжений.*

Ползучесть и релаксация имеют общую природу и оказывают существенное влияние на работу железобетонных конструкций под нагрузкой.

Опыты с бетонными призмами показывают, что не-

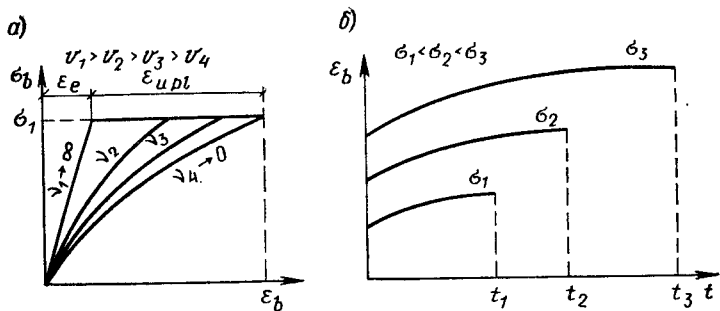


Рис. 1.12. Деформации ползучести бетона в зависимости от а — скорости начального нагружения; б — времени выдержки под нагрузкой t и напряжений σ_b

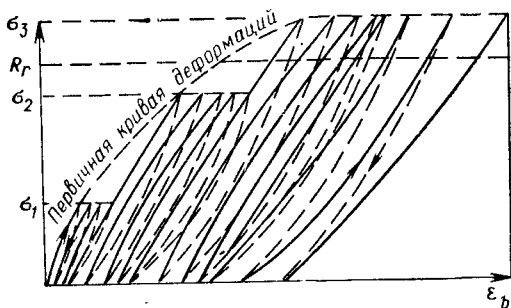


Рис. 1.13. Диаграмма $\sigma_b - \epsilon_b$ при многократном повторном нагружении бетонного образца

зависимо от того, с какой скоростью нагружения v было получено напряжение σ_{b1} , конечные деформации ползучести, соответствующие этому напряжению, будут одинаковыми (рис. 1.12, а). С ростом напряжений ползучесть бетона увеличивается; зависимость деформации—время при напряжениях $\sigma_{b1} < \sigma_{b2} < \sigma_{b3}$ показана на рис. 1.12, б. Загруженный в раннем возрасте бетон обладает большей ползучестью, чем старый бетон. Ползучесть бетона в сухой среде значительно больше, чем во влажной. Технологические факторы также влияют на ползучесть бетона: с увеличением W/C и количества цемента на единицу объема бетонной смеси ползучесть возрастает; с повышением прочности зерен заполнителей ползучесть уменьшается; с повышением прочности бетона, его класса ползучесть уменьшается. Бетоны на пористых заполнителях обладают несколько большей ползучестью, чем тяжелые бетоны.

Природа ползучести бетона объясняется его структурой, длительным процессом кристаллизации и уменьшением количества геля при твердении цементного камня. Под нагрузкой происходит перераспределение напряжений с испытывающей вязкое течение гелевой структурной составляющей на кристаллический сросток и зерна заполнителей. Одновременно развитию деформаций ползучести способствуют капиллярные явления, связанные с перемещением в микропорах и капиллярах избыточной воды под нагрузкой. С течением времени процесс перераспределения напряжений затухает и деформирование прекращается.

Ползучесть разделяют на линейную, при которой зависимость между напряжениями и деформациями приблизительно линейная, и нелинейную. При напряжениях, превышающих границу образования структурных микротрещин R_{cr}^0 , начинается ускоренное развитие деформаций, или нелинейная ползучесть. Такое разделение ползучести условно, так как в некоторых опытах наблюдается нелинейная зависимость $\sigma_b - \epsilon_b$ даже при относительно малых напряжениях. Отметим здесь существенно важное значение учета нелинейной ползучести для практических расчетов предварительно напряженных изгибаемых, внецентренно сжатых и некоторых других элементов.

Ползучесть и усадка бетона развиваются совместно. Поэтому полная деформация бетона представляет собой сумму деформаций: упругой ϵ_e , ползучести ϵ_{pt} и усадки ϵ_{st} . Однако в то время как усадка носит характер объемной деформации, ползучесть развивается главным образом в направлении действия усилия.

Деформации бетона при многократном повторном действии нагрузки. Многократное повторение циклов загрузки и разгрузки бетонной призмы приводит к постепенному накапливанию неупругих деформаций. После достаточно большого числа циклов эти неупругие деформации, соответствующие данному уровню напряжений, постепенно выбираются, ползучесть достигает своего предельного значения, бетон начинает работать упруго. На рис. 1.13 показано, как с каждым последующим циклом неупругие деформации накапливаются, а кривая $\sigma_b - \epsilon_b$, постепенно выпрямляясь, становится прямой, характеризующей упругую работу. Такой характер деформирования наблюдается лишь при напряжениях, не

превышающих предел выносливости $\sigma_b \leq R_r$. При больших напряжениях после некоторого числа циклов неупругие деформации начинают неограниченно расти, что приводит к разрушению образца, при этом кривизна линии $\sigma_b - \epsilon_b$ меняет знак, а угол наклона к оси абсцисс последовательно уменьшается.

При вибрационных нагрузках с большим числом повторений в минуту (200—600) наблюдается ускоренное развитие ползучести бетона, называемое виброползучестью, или динамической ползучестью.

Предельные деформации бетона перед разрушением — предельная сжимаемость ϵ_{ub} и предельная растяжимость ϵ_{ubt} — зависят от прочности бетона, его класса, состава, длительности приложения нагрузки. С увеличением класса бетона предельные деформации уменьшаются, но с ростом длительности приложения нагрузки они увеличиваются. В опытах при осевом сжатии призм наблюдается предельная сжимаемость бетона $\epsilon_{ub} = (0,8 \dots 3) 10^{-3}$, в среднем ее принимают равной: $\epsilon_{ub} = 2 \cdot 10^{-3}$. В сжатой зоне изгибаемых элементов наблюдается большая, чем у сжатых призм, предельная сжимаемость, зависящая от формы поперечного сечения и относительной высоты сжатой зоны, $\epsilon_{ub} = (2,7 \dots 4,5) 10^{-3}$; при уменьшении ширины поперечного сечения книзу и в тавровых сечениях ϵ_{ub} уменьшается, а при уменьшении относительной высоты сжатой зоны ϵ_{ub} увеличивается. Она зависит также от насыщения продольной арматурой.

Сжимаемость бетона значительно возрастает, если при его загрузке происходит пропорциональное возрастание деформаций (см. рис. 1.9); в этом случае на диаграмме напряжения — деформации появляется нисходящий участок. Учет работы бетона на нисходящем участке диаграммы имеет существенно важное значение для расчета ряда конструкций.

Предельная растяжимость бетона в 10—20 раз меньше предельной сжимаемости, в среднем ее принимают равной: $\epsilon_{ubt} = 1,5 \cdot 10^{-4}$; бетоны на пористых заполнителях имеют несколько большую предельную растяжимость. Предельная растяжимость бетона существенно влияет на сопротивление образованию трещин в растянутых зонах железобетонных конструкций.

6. Модуль деформаций и мера ползучести бетона

Начальный модуль упругости бетона при сжатии E_b соответствует лишь упругим деформациям, возникающим при мгновенном нагружении, геометрически он определяется как тангенс угла наклона прямой упругих деформаций (рис. I.14)

$$E_b = \operatorname{tg} \alpha_0. \quad (I.7)$$

Модуль полных деформаций бетона при сжатии E'_b соответствует полным деформациям (включая ползучесть) и является величиной переменной; геометрически он определяется как тангенс угла наклона касательной к кривой $\sigma_b - \varepsilon_b$ в точке с заданным напряжением

$$E'_b = \frac{d\sigma_b}{d\varepsilon_b} = \operatorname{tg} \alpha. \quad (I.8)$$

Деформацию бетона можно было бы находить с помощью переменного модуля деформаций интегрированием функции

$$\varepsilon_b = \int (1/E'_b) d\sigma_b.$$

Однако такой способ определения деформаций затруднителен, так как аналитическая зависимость для E'_b неизвестна. Поэтому для расчета железобетонных конструкций пользуются средним модулем, или модулем упругопластичности бетона, представляющим собой тангенс угла наклона секущей к кривой $\sigma_b - \varepsilon_b$ в точке с заданным напряжением:

$$E'_b = \operatorname{tg} \alpha_1. \quad (I.9)$$

Поскольку угол α меняется в зависимости от напряжений, модуль упругопластичности — также переменная величина, меньшая, чем начальный модуль упругости.

Зависимость между начальным модулем упругости бетона и модулем упругопластичности можно установить, если выразить одно и то же напряжение в бетоне σ_b через упругие деформации ε_e и полные деформации ε_b :

$$\sigma_b = \varepsilon_e E_b = \varepsilon_b E'_b,$$

отсюда

$$E'_b = \lambda_b E_b, \quad (I.10)$$

где $\lambda_b = \varepsilon_e / \varepsilon_b$ — коэффициент упругопластических деформаций бетона, равный отношению упругих деформаций к полным. По данным опы-

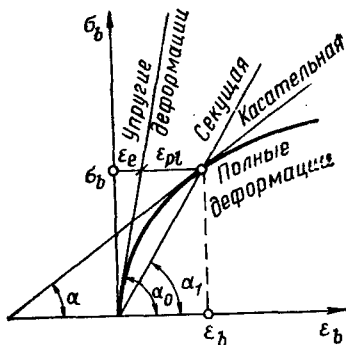
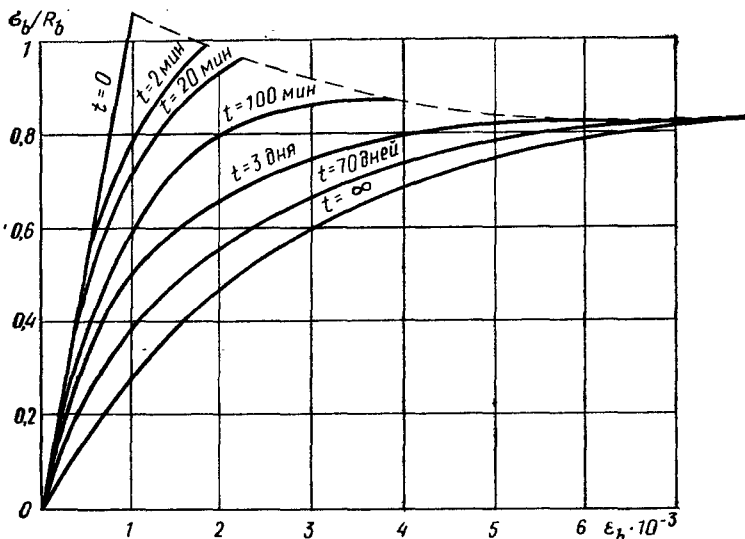


Рис. 1.14. К определению модуля деформации бетона

Рис. 1.15. Диаграммы $\sigma_b - \epsilon_b$ при различном времени загрузки бетона



тов, коэффициент λ_b изменяется от 1 (при упругой работе) до $\sim 0,15$. С увеличением уровня напряжений в бетоне σ_b/R_b и длительности действия нагрузки t коэффициент λ_b уменьшается. Значение $\lambda_b(t)$ может определяться по специальным опытным данным или по средним опытным диаграммам $\sigma_b - \epsilon_b$ (рис. 1.15).

При изгибе железобетонных элементов для бетона сжатой зоны (по данным опытов) E'_b может быть на 15—20% больше, чем при осевом сжатии.

При растяжении элементов модуль упругопластичности бетона

$$E_{bt} = \lambda_{bt} E_b, \quad (I.11)$$

где $\lambda_{bt} = \varepsilon_{ei}/\varepsilon_{bt}$ — коэффициент упругопластических деформаций бетона при растяжении. Если растягивающее напряжение в бетоне приближается к временному сопротивлению — осевому растяжению $\sigma_{bt} \rightarrow R_{bt}$, среднее опытное значение $\lambda_{bt} = 0,5$.

Предельная растяжимость бетона в зависимости от временного сопротивления растяжению

$$\varepsilon_{ubt} = R_{bt}/E'_{bt} = 2R_{bt}/E_b. \quad (I.12)$$

Начальный модуль упругости бетона при сжатии и растяжении E_b может быть определен из специальных испытаний призм при низком уровне напряжений: $\sigma_b/R_b \leq 0,2$. Существуют различные эмпирические формулы, в которых устанавливается зависимость между начальным модулем упругости и классом бетона. В нормах для тяжелого бетона естественного твердения принята эмпирическая формула

$$E_b = 550\,000B/(270 + B). \quad (I.13)$$

Значение E_b при тепловой обработке бетона снижается на 10 %, при автоклавной — на 25 %. Бетоны на пористых заполнителях, как более деформативные, обладают в 1,5—2 раза меньшим значением начального модуля упругости. Различные эмпирические формулы основаны на зависимости между начальным модулем упругости, средней плотностью и кубиковой прочностью бетона. Так, например, отношение начальных модулей упругости легкого бетона на пористых заполнителях и тяжелого бетона может определяться по эмпирической формуле

$$k = (\gamma_l/\gamma)^{3/2}, \quad (I.14)$$

где γ_l — средняя плотность бетона на пористых заполнителях и тяжелого бетона при одном и том же классе.

Значения начального модуля упругости бетона при сжатии и растяжении в зависимости от вида бетона и его класса приведены в прил. IV.

Модуль сдвига бетона

$$G_b = E_b/[2(1 + \nu)]; \quad (I.15)$$

при коэффициенте поперечных деформаций $\nu = 0,2$ он принимается равным $0,4 E_b$.

Мера ползучести бетона при сжатии C_b применяется для определения деформации ползучести в зависимости от напряжения в бетоне

$$\varepsilon_{pt} = C_b \sigma_b. \quad (I.16)$$

Из выражения (I.16)

$$C_b = \varepsilon_{pl}/\sigma_b = \varepsilon_{pl}/\varepsilon_e E_b$$

или

$$C_b = \varphi/E_b, \quad (I.17)$$

где φ — характеристика ползучести бетона,

$$\varphi = \varepsilon_{pl}/\varepsilon_e = (1 - \lambda_b)/\lambda_b. \quad (I.17a)$$

Мера ползучести бетона зависит от его класса, уровня напряжений и является переменной во времени.

Для аналитического выражения линейной ползучести бетона приняты математические модели и построены различные теории ползучести, наибольшее признание из которых получила наследственная теория старения. Тем не менее, пользоваться полученными по этой теории уравнениями для практических расчетов железобетонных конструкций с учетом длительных процессов затруднительно, особенно при сложном напряженном состоянии (внецентренном сжатии, изгибе предварительно напряженных элементов и др.) и высоких уровнях напряжений. Поэтому на практике прибегают к различным приемам расчета, основанным на использовании ЭВМ и применении дискретных моделей с большим числом стерженьков-элементов, работающих на осевое сжатие или осевое растяжение в каждый момент времени линейно, в которых на каждой ступени загрузки принимается своя зависимость σ_b — ε_b по средним опытным диаграммам.

7. Особенности физико-механических свойств некоторых других видов бетона

Плотный силикатный бетон — бесцементный бетон автоклавного твердения, получаемый на основе известкового вяжущего (известково-песчаного, известково-шлакового и т. п.). Относится к группе тяжелых бетонов, заполнителями служат кварцевые пески. Обладает хорошим сцеплением с арматурой и защищает ее от коррозии.

Начальный модуль упругости в сравнении с равнопрочным цементным бетоном в 1,5—2 раза меньше. Обладает меньшей ползучестью. Применяется для изготовления сборных железобетонных элементов зданий. В неблагоприятных условиях эксплуатации (усиленное

воздействии атмосферных осадков, большие динамические нагрузки и т. п.) применение ограничивается.

Ячеистый бетон, преимущественно автоклавного твердения, содержит в своем строении искусственно созданные поры. Приготавливается смешиванием цементного или известкового вяжущего с водой и пеной (пенобетон, пенозолобетон и т. п.) или введением в раствор газообразователя — алюминиевой пудры (газобетон) и др. Заполнителями служат мелкие (молотые) кварцевые пески. Ячеистый бетон менее плотный, чем обычный, и поэтому заключенная в нем арматура нуждается в специальной защите от коррозии покрытием цементно-водной смесью или цементно-битумной мастикой. Обладает относительно малой средней плотностью (600—1200 кг/м³).

Начальный модуль упругости в сравнении с равнопрочным обычным бетоном в 2—3 раза меньше. Обладает значительной усадкой $\epsilon_{st} = (4..6)10^{-4}$. Усадка при безавтоклавном твердении столь значительная, что может привести к растрескиванию изделий.

Применяется преимущественно для изготовления сборных элементов ограждающих конструкций промышленных и гражданских зданий.

Жаростойкий бетон используется для эксплуатации в условиях высокой температуры (выше 200 °С). В зависимости от степени нагрева в качестве вяжущих применяют: глиноземистый цемент, портландцемент с добавками, жидкое стекло (водный раствор силиката натрия с добавлением молотого кварцевого песка и кремнефтористого натрия). В качестве жаростойких заполнителей применяют: хромит, шамот, кирпичный бой, шлак, базальт, диабаз и т. п. Сцепление с арматурой периодического профиля в охлажденном после высокотемпературного нагрева состоянии сохраняется. Модуль упругости бетона при повышении температуры уменьшается. Применяется в конструкциях туннельных печей, тепловых агрегатов, фундаментов доменных печей и т. п.

Крупнопористый бетон без мелких заполнителей применяют в географических районах, где нет природного песка, но есть материалы для крупного заполнителя. Структура характеризуется большим числом крупных пор, что приводит к уменьшению плотности и снижению теплопроводности. Применяется только для блочных или монолитных стен зданий.

Кислотостойкий бетон — стойкий в условиях агрессивной среды (водной, содержащей кислоты, и паровоздушной, содержащей пары кислот). В зависимости от степени концентрации кислот в качестве вяжущих применяют пуццолановый портландцемент, шлаковый портландцемент, жидкое стекло. Применяется для конструкций подземных сооружений, покрытий некоторых цехов химической промышленности, цветной металлургии и т. п.

Полимербетон. В качестве вяжущего применяют полимерные материалы (различные эмульсии, смолы и т. п.), существенно повышающие прочность на сжатие и растяжение, улучшающие сцепление с арматурой, значительно повышающие стойкость в агрессивных средах. Несущие конструкции на основе армополимербетона получают применение в объектах химической, электрометаллургической, пищевой и других отраслях промышленности. Бетонные и железобетонные элементы, изготовленные на цементном вяжущем, а затем подвергнутые последующей пропитке полимерными материалами по специально разработанной технологии (бетонополимеры), также приобретают существенно улучшенные физико-механические свойства. Они находят применение в некоторых областях строительства — при изготовлении напорных труб, дорожных плит, колонн, ригелей и др.

§ 1.2. АРМАТУРА

1. Назначение и виды арматуры

Арматура в железобетонных конструкциях устанавливается преимущественно для восприятия растягивающих усилий и усиления бетона сжатых зон конструкций. Необходимое количество арматуры определяют расчетом элементов конструкций на нагрузки и воздействия.

Арматура, устанавливаемая по расчету, носит название рабочей арматуры; устанавливаемая по конструктивным и технологическим соображениям, носит название монтажной арматуры. Монтажная арматура обеспечивает проектное положение рабочей арматуры в конструкции и более равномерно распределяет усилия между отдельными стержнями рабочей арматуры. Кроме того, монтажная арматура может воспринимать обычно не учитываемые расчетом усилия от усадки бетона, изменения температуры конструкции и т. п.

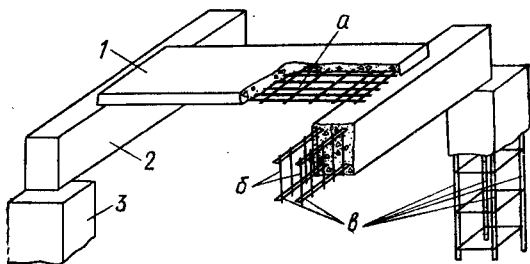


Рис. 1.16. Железобетонные элементы и их арматура

а — сетка; **б** — плоские каркасы; **в** — пространственный каркас; **1** — плита; **2** — балка; **3** — колонна

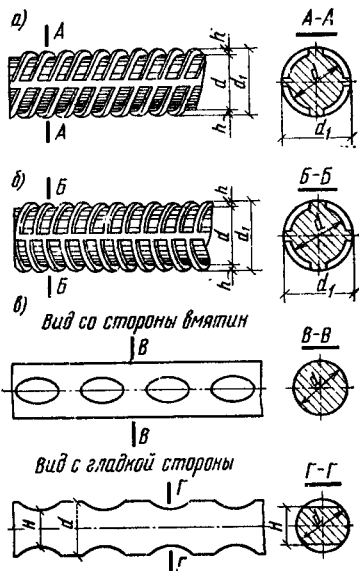


Рис. 1.17. Арматура периодического профиля

а — стержневая класса А-II; **б** — то же, А-III и А-IV; **в** — высокопрочная проволока

Рабочую и монтажную арматуру объединяют в арматурные изделия — сварные и вязаные сетки и каркасы, которые размещают в железобетонных элементах в соответствии с характером их работы под нагрузкой (рис. 1.16). Арматуру разделяют по четырем признакам.

1. В зависимости от технологии изготовления стальная арматура железобетонных конструкций подразделяется на горячекатаную стержневую и холоднотянутую проволочную. Под стержневой в данной классификации подразумевается арматура любого диаметра и независимо от того, как она поставляется промышленностью—

в прутках ($d \geq 12$ мм, длиной до 13 м) или в мотках, бунтах ($d \leq 10$ мм, массой до 1300 кг).

2. В зависимости от способа последующего упрочнения горячекатаная арматура может быть термически упрочненной — подвергнутой термической обработке, или упрочненной в холодном состоянии — вытяжкой, волочением.

3. По форме поверхности арматура может быть периодического профиля и гладкой. Выступы в виде ребер на поверхности стержневой арматуры периодического профиля, рифы или вмятины на поверхности проволочной арматуры значительно улучшают сцепление с бетоном (рис. I.17).

4. По способу применения при армировании железобетонных элементов различают напрягаемую арматуру, подвергаемую предварительному натяжению, и ненапрягаемую.

Жесткая арматура в виде прокатных двутавров, швеллеров, уголков до отвердения бетона работает как металлическая конструкция на нагрузку от собственного веса, веса подвешиваемой к ней опалубки и свежееуложенной бетонной смеси. Она может быть целесообразной для монолитных большепролетных перекрытий, сильно загруженных колонн нижних этажей многоэтажных зданий и др.

2. Механические свойства арматурных сталей

Характеристики прочности и деформаций арматурных сталей устанавливают по диаграмме $\sigma_s - \epsilon_s$, получаемой из испытания образцов на растяжение (рис. I.18). Горячекатаная арматурная сталь с площадкой текучести на

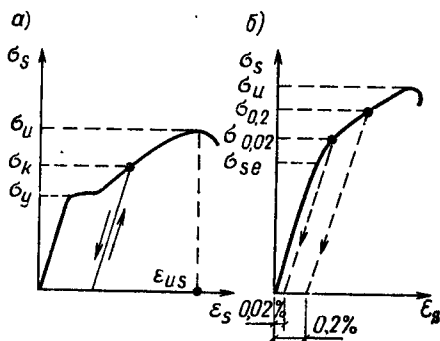


Рис. I.18. Диаграммы $\sigma_s - \epsilon_s$ при растяжении арматурной стали

а — с площадкой текучести (мягкой); б — с условным пределом текучести

диаграмме (мягкая сталь) обладает значительным удлинением после разрыва—до 25 % (рис. I.18, а). Напряжение, при котором деформации развиваются без заметного увеличения нагрузки, называется физическим пределом текучести арматурной стали σ_y , напряжение, непосредственно предшествующее разрыву, носит название временного сопротивления арматурной стали σ_u .

Повышение прочности горячекатаной арматурной стали и уменьшение удлинения при разрыве достигаются введением в ее состав углерода и различных легирующих добавок: марганца, кремния, хрома и др. Содержания углерода свыше 0,3—0,5 % снижает пластичность и ухудшает свариваемость стали. Марганец повышает прочность стали без существенного снижения ее пластичности. Кремний, повышая прочность стали, ухудшает ее свариваемость. Содержание легирующих добавок небольшое и обычно составляет 0,6—2 %.

Существенного повышения прочности горячекатаной арматурной стали (в несколько раз) достигают термическим упрочнением или холодным деформированием. При термическом упрочнении осуществляются закалка арматурной стали (нагревом до 800, 900 °С и быстрым охлаждением), затем частичный отпуск (нагревом до 300—400 °С и постепенным охлаждением).

Высоколегированные и термически упрочненные арматурные стали переходят в пластическую область постепенно — без ярко выраженной площадки текучести (рис. I.18, б). Для этих сталей устанавливают условный предел текучести — напряжение $\sigma_{0,2}$, при котором остаточные деформации составляют 0,2 %, а также условный предел упругости — напряжение $\sigma_{0,02}$, при котором остаточные деформации равны 0,02 % и предел упругости $\sigma_{se} = 0,8\sigma_{0,2}$. Пластические деформации арматурных сталей при напряжениях, превышающих предел упругости в диапазоне $\sigma_s = (0,8 \dots 1,3)\sigma_{0,2}$, могут определяться по эмпирической зависимости

$$\epsilon_{s,pl} = 0,25 (\sigma_s / \sigma_{0,2} - 0,8)^3. \quad (I.18)$$

Сущность упрочнения холодным деформированием арматурной стали состоит в следующем. При искусственной вытяжке в холодном состоянии до напряжения, превышающего предел текучести $\sigma_k > \sigma_y$, под влиянием структурных изменений кристаллической решетки (наклепа) арматурная сталь упрочняется. При повторной

вытяжке, поскольку пластические деформации уже выбраны, напряжение σ_k становится новым искусственно поднятым пределом текучести (см. рис. I.18, а).

Вытяжка в холодном состоянии позволяет получать высокую прочность стержней большого диаметра. Многократное волочение (через несколько последовательно уменьшающихся в диаметре отверстий) в холодном состоянии позволяет получать высокопрочную проволоку. При этом временное сопротивление значительно увеличивается, а удлинения при разрыве становятся малыми — 4—6%. Чтобы получить структуру проволоки, необходимую для такого холодного волочения, производится патентирование — предварительная термообработка, нагрев до температуры порядка 800 °С с последующим специальным охлаждением. По такой технологии изготавливают высокопрочную проволоку классов В-II, Вр-II.

Пластические свойства арматурных сталей имеют большое значение для работы железобетонных конструкций под нагрузкой, механизации арматурных работ, удобства натяжения напрягаемой арматуры и др. Арматурная сталь обладает достаточной пластичностью, однако понижение ее пластических свойств может стать причиной хрупкого (внезапного) разрыва арматуры в конструкциях под нагрузкой, хрупкого излома напрягаемой арматуры в местах резкого перегиба или при закреплении в захватах и т. п. Пластические свойства арматурных сталей характеризуются относительным удлинением при испытании на разрыв образцов длиной, равной пяти диаметрам стержня, или 100 мм, а также оцениваются испытанием на загиб в холодном состоянии вокруг оправки толщиной 3—5 диаметров стержня.

Полное относительное удлинение после разрыва δ , %, устанавливается по изменению первоначальной длины образца, включающей длину шейки разрыва, а *относительное равномерное удлинение после разрыва δ_r* , % — по изменению длины образца на участке, не включающем длину шейки разрыва. Минимально допустимое относительное удлинение и требования при испытании на холодный загиб установлены стандартами и техническими условиями.

Свариваемость арматурных сталей характеризуется надежным соединением, отсутствием трещин и других пороков металла в швах и прилегающих зонах. Свариваемость имеет существенно важное значение для меха-

низированного изготовления сварных сеток и каркасов, выполнения стыков стержневой арматуры, анкеров, различных закладных деталей и т. п. Хорошо свариваются горячекатаные малоуглеродистые и низколегированные арматурные стали. Нельзя сваривать арматурные стали, упрочненные термической обработкой или вытяжкой, так как при сварке утрачивается эффект упрочнения — происходят отпуск и потеря закалки термически упрочненных сталей, отжиг и потеря наклепа проволоки, упрочненной вытяжкой.

Хладноломкостью, или склонностью к хрупкому разрушению под напряжением при отрицательных температурах (ниже минус 30 °С), обладают горячекатаные арматурные стали периодического профиля некоторых видов — из полуспокойной мартеновской и конвертерной стали и др. Арматурные стали из высокопрочной проволоки и термически упрочненные обладают более низким порогом хладноломкости.

Реологические свойства арматурной стали характеризуются ползучестью и релаксацией. Ползучесть арматурной стали нарастает с повышением напряжений и ростом температуры. Релаксация, или уменьшение напряжений, наблюдается в арматурных стержнях при неизменной длине — отсутствии деформаций. Релаксация зависит от механических свойств и химического состава арматурной стали, технологии изготовления и условий применения и др. Значительной релаксацией обладают упрочненная вытяжкой проволока, термически упрочненная арматура, а также высоколегированная стержневая арматура. Релаксация горячекатаных низколегированных арматурных сталей незначительна. Как показывают опыты, наиболее интенсивно релаксация развивается в течение первых часов, однако она может продолжаться длительное время. Релаксация арматурной стали оказывает большое влияние на работу предварительно напряженных конструкций, так как приводит к частичной потере искусственно созданного предварительного напряжения.

Усталостное разрушение арматурной стали наблюдается при действии многократно повторяющейся нагрузки, оно носит хрупкий характер. Предел выносливости арматурной стали в железобетонных конструкциях зависит от числа повторений нагрузки n , характеристики цикла $\rho = \sigma_{\min} / \sigma_{\max}$, качества сцепления и наличия тре-

щин в бетоне растянутой зоны и др. С увеличением числа циклов предел выносливости уменьшается. Термически упрочненные арматурные стали имеют пониженный предел выносливости.

Динамическая прочность арматурной стали наблюдается при нагрузках большой интенсивности, действующих на сооружение за весьма короткий промежуток времени. В условиях высокой скорости деформирования арматурные стали работают упруго при напряжениях, превышающих физический предел текучести, при этом происходит запаздывание пластических деформаций. Превышение динамического предела текучести над статическим пределом текучести связано с временем запаздывания. В меньшей степени динамическое упрочнение проявляется на условном пределе текучести $\sigma_{0,2}$ сталей легированных и термически упрочненных (не имеющих явно выраженной площадки текучести) и практически совсем не отражается на пределе прочности σ_u всех видов арматурных сталей, в том числе высокопрочной проволоки и изделий из нее.

Высокотемпературный нагрев арматурных сталей приводит к изменению структуры металла и снижению прочности. Так, при нагреве до 400°C предел текучести горячекатаной арматуры класса А-III уменьшается на 30 %, классов А-II и А-I — на 40 %, модуль упругости уменьшается на 15 %. Заметное проявление ползучести арматуры в конструкциях под нагрузкой наблюдается при температуре свыше 350°C . При нагреве происходит отжиг и потеря наклепа арматуры, упрочненной холодным деформированием, поэтому временное сопротивление у высокопрочной арматурной проволоки снижается интенсивнее, чем у горячекатаной арматуры. После нагрева и последующего охлаждения прочность горячекатаной арматурной стали восстанавливается полностью, а прочность высокопрочной арматурной проволоки — лишь частично.

3. Классификация арматуры

Стержневая горячекатаная арматура в зависимости от ее основных механических характеристик подразделяется на шесть классов с условным обозначением: А-I, А-II, А-III, А-IV, А-V, А-VI (табл. I.1). Термическому упрочнению подвергают стержневую арматуру четы-

Таблица 1.1. Классификация и механические характеристики арматуры

Наименование и класс арматуры	Марка стали	Диаметр поперечного сечения, мм	Предел текучести, МПа	Временное сопротивление, МПа	Относительное удлинение, %	
Стержневая горячекатаная: круглая класса А-I периодического профиля: класса А-II	Ст3, ВСт3	6—40	230	380	25	
	ВСт5	10—40				
	10ГТ	10—32	300	500	19	
	18Г2С	40—80				
	» А-III	25Г2С	6—40			
		35ГС	6—40	400	600	14
		18Г2С	6—9			
	» А-IV	20ХГ2Ц	10—22			
		80С	10—18	600	900	8
	» А-V	23Х2Г2Т	10—22	800	1050	7
» А-VI	20Х2Г2СР	10—22	1000	1200	6	
Стержневая термически упрочненная: класса Ат-III	БСт5СП	10—38	400	600	—	
	» Ат-IVС	—	10—28	600	900	8
	» Ат-V	—	10—25	800	1050	7
	» Ат-VI	—	10—25	1000	1200	6
	Обыкновенная арматурная проволока периодического профиля класса Вр-I	—	3—5	—	550— 525	—
Высокопрочная арматурная проволока: гладкая класса В-II	—	3—8	—	1900— 1400	4—6	
	—	3—8	—	1800— 1300	4—6	
Арматурные канаты: класса К-7	—	6—15	—	1850— 1650	—	
	—	14	—	1800	—	

рех классов, упрочнение в ее обозначении отмечается дополнительным индексом «т»: Ат-III, Ат-IV, Ат-V, Ат-VI. Дополнительной буквой С указывается на возможность стыкования сваркой, К — на повышенную коррозионную стойкость.

Каждому классу арматуры соответствуют опреде-

ленные марки арматурной стали с одинаковыми механическими характеристиками, но различным химическим составом. В обозначении марки стали отражается содержание углерода и легирующих добавок. Например, в марке 25Г2С первая цифра обозначает содержание углерода в сотых долях процента (0,25 %), буква Г — что сталь легирована марганцем, цифра 2 — что его содержание может достигать 2 %, а буква С — наличие в стали кремния (силиция). Наличие других химических элементов, например в марках 20ХГ2Ц, 23Х2Г2Т, обозначается буквами: Х — хром, Т — титан, Ц — цирконий.

Периодический профиль имеет стержневая арматура всех классов, за исключением круглой (гладкой) арматуры класса А-I.

Физический предел текучести $\sigma_y = 230 \dots 400$ МПа имеет арматура классов А-I, А-II, А-III, условный предел текучести $\sigma_{0,2} = 600 \dots 1000$ МПа имеет высоколегированная арматура классов А-IV, А-V, А-VI и термически упрочненная арматура.

Относительное удлинение после разрыва зависит от класса арматуры. Значительным удлинением обладает арматура классов А-II, А-III ($\delta = 14 \dots 19\%$), сравнительно небольшим удлинением — арматура классов А-IV, А-V, А-VI и термически упрочненная всех классов ($\delta = 6 \dots 8\%$).

Модуль упругости стержневой арматуры E_s с ростом ее прочности несколько уменьшается и составляет: $2,1 \cdot 10^5$ МПа для арматуры классов А-I, А-II; $2 \cdot 10^5$ МПа для арматуры классов А-III, А-IVС; $1,9 \cdot 10^5$ для арматуры класса А-V и термически упрочненной арматуры.

Арматурную проволоку диаметром 3—8 мм подразделяют на два класса: Вр-I — обыкновенная арматурная проволока (холоднотянутая, низкоуглеродистая), предназначенная главным образом для изготовления сварных сеток; В-II, Вр-II — высокопрочная арматурная проволока (многократно волоченная, углеродистая), применяемая в качестве напрягаемой арматуры предварительнонапряженных элементов. Периодический профиль обозначается дополнительным индексом «р»: Вр-I, Вр-II.

Основная механическая характеристика проволочной арматуры — ее временное сопротивление σ_u , которое возрастает с уменьшением диаметра проволоки. Для обыкновенной арматурной проволоки $\sigma_u = 550$ МПа, для высокопрочной проволоки $\sigma_u = 1300 \dots 1900$ МПа. Относи-

тельное удлинение после разрыва сравнительно невысокое $\delta=4...6\%$. Разрыв высокопрочной проволоки носит хрупкий характер. Модуль упругости арматурной проволоки классов В-II, Вр-II равен $2 \cdot 10^5$ МПа; класса Вр-I равен $1,7 \cdot 10^5$ МПа; арматурных канатов равен $1,8 \cdot 10^5$ МПа.

Сортамент арматуры составлен по номинальным диаметрам, что соответствует для стержневой арматуры периодического профиля диаметрам равновеликих по площади поперечного сечения круглых гладких стержней, для обыкновенной и высокопрочной арматурной проволоки периодического профиля — диаметру проволоки до профилирования (см. табл. I.1 и прил. VI).

4. Применение арматуры в конструкциях

В качестве ненапрягаемой арматуры применяют имеющие сравнительно высокие показатели прочности стержневую арматуру классов Ат-III, А-III, арматурную проволоку класса Вр-I. Возможно применение арматуры класса А-II, если прочность арматуры класса А-III не полностью используется в конструкции из-за чрезмерных деформаций или из-за раскрытия трещин. Арматуру класса А-I можно применять в качестве монтажной, хомутов вязаных каркасов, поперечных стержней сварных каркасов.

В качестве напрягаемой рекомендуется применять стержневую термически упрочненную арматуру классов Ат-VI, Ат-V, Ат-IVС, горячекатаную арматуру классов А-VI, А-V и А-IV; для элементов длиной свыше 12 м целесообразно применять арматурные канаты и высокопрочную проволоку, допускается применение стержней классов А-IV, А-V.

В конструкциях, предназначенных для эксплуатации при отрицательных температурах (на открытом воздухе и в неотапливаемых помещениях), не применяют арматурные стали, подверженные хладноломкости: при температуре ниже -30°C — класса А-II марки ВСт5пс2 и класса А-IV марки 80С; при температуре ниже -40°C — класса А-III, марки 35ГС.

При выборе арматурной стали для применения в конструкциях учитывают ее свариваемость. Хорошо свариваются контактной сваркой горячекатаная арматура классов от А-I до А-VI, Ат-IVС и обыкновенная арма-

турная проволока в сетках. Нельзя сваривать термически упрочненную арматуру классов Ат-V, Ат-VI и высокопрочную проволоку, так как сварка приводит к утрате эффекта упрочнения.

5. Арматурные сварные изделия

Ненапрягаемую арматуру железобетонных конструкций изготовляют на заводах, как правило, в виде арматурных сварных изделий — сварных сеток и каркасов. Продольные и поперечные стержни сеток и каркасов в местах пересечений (обычно под прямым углом) соединяют контактной точечной электросваркой. Такое объединение отдельных стержней арматуры в сетки и каркасы на сварочных машинах позволяет индустриализовать арматурные работы, значительно сократить их трудоемкость и удешевить монтаж заготовок арматуры.

Сварные сетки изготовляют по стандарту из обыкновенной арматурной проволоки диаметром 3—5 мм и арматуры класса А-III диаметром 6—10 мм; они бывают рулонные и плоские (рис. 1.19). В рулонных сетках наибольший диаметр продольных стержней 7 мм. Рабочей арматурой могут служить продольные или поперечные стержни сетки; стержни, расположенные перпендикулярно рабочим, являются распределительными (монтажными). В качестве рабочей арматуры можно также использовать стержни сеток обоих направлений. Ширина сетки ограничивается размером 3800 мм, длина сетки принимается по проекту, но не более 9000 мм, длина рулонной сетки ограничивается массой рулона 900—1300 кг. В прил. VII приведены данные из сортамента сварных сеток. Приведем основные параметры сеток в условных обозначениях:

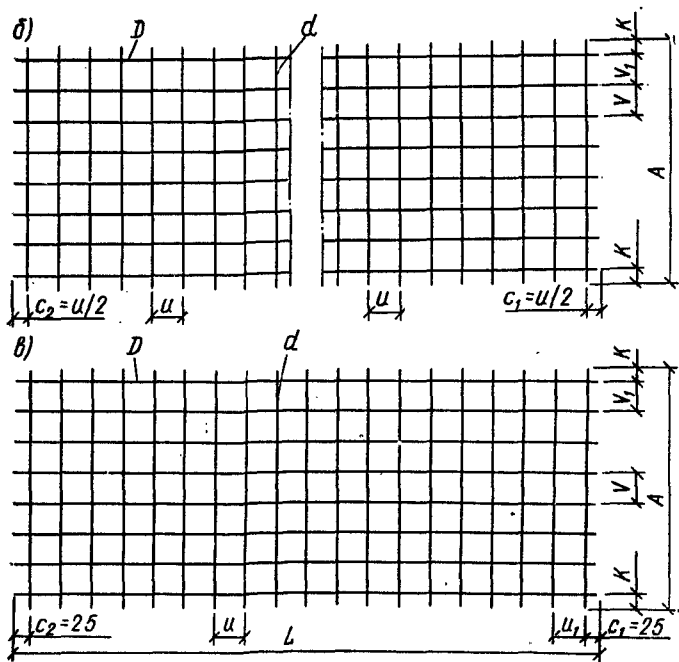
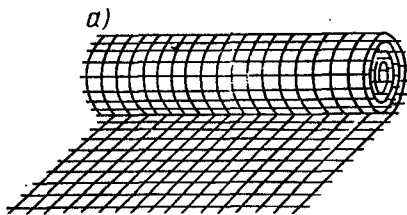
$$C \frac{D-v}{d-u} A \times L \frac{c_1-c_2}{k}$$

здесь C — сетка; D — диаметр продольных стержней; v — шаг продольных стержней; d — диаметр поперечных стержней; u — шаг поперечных стержней; A — ширина сетки; L — длина сетки; c_1, c_2 — свободные концы продольных стержней; k — свободные концы поперечных стержней. Если $c_1=c_2$, приводится только значение c_1 , если $c_1=c_2=k$, также приводится только значение c_1 , при $c_1=c_2=k=25$ значение c_1 опускается.

В сетках возможно чередование шага основного v или u и доборного v_1 или u_1 (обозначается в сортаменте знаком X).

Рис. 1.19. Сварные сетки

a — рулонная; *б* — рулонная после развертки;
в — плоская



Сварные каркасы изготовляют из одного или двух продольных рабочих стержней монтажного стержня и привариваемых к ним поперечных стержней (рис. 1.20, *a*). В «Руководстве по конструированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона» (без предварительного напряжения), 1978 г. сетками названы также и плоские каркасы. Размер концевых выпусков продольных и поперечных стержней каркаса должен быть не менее $0,5d_1 + d_2$ или $0,5d_2 + d_1$ и не менее 20 мм. Пространственные каркасы конструируют из плоских

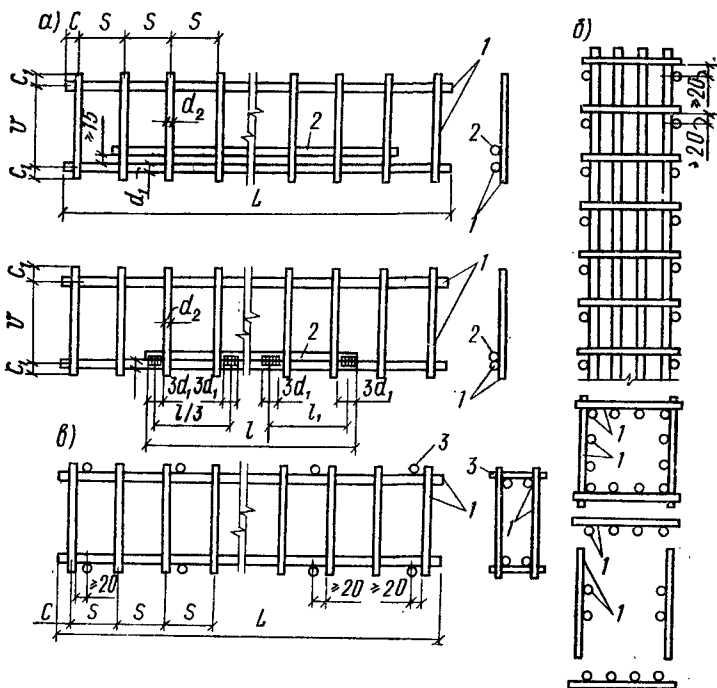


Рис. 1.20. Арматурные каркасы

а — плоские; *б* — пространственный, образованный из плоских каркасов; *в* — то же, образованный из плоских каркасов с применением соединительных стержней; 1 — продольные и поперечные стержни плоских каркасов; 2 — дополнительные продольные стержни; 3 — соединительные стержни пространственного каркаса

каркасов (рис. 1.20, б) и с применением соединительных стержней (рис. 1.20, в).

Качество точечной электросварки сеток и каркасов зависит от соотношения диаметров свариваемых поперечных и продольных стержней, которое должно быть не менее 0,3. Наименьшее расстояние между осями свариваемых стержней также зависит от диаметров стержней. Данные для проектирования каркасов по условиям технологии сварки приведены в прил. IX.

6. Арматурные проволочные изделия

Напрягаемую арматуру предварительно напряженных конструкций изготовляют из отдельных проволок,

Рис. 1.21. Арматурные канаты

1 — вид сбоку; 2, 3, 4 — сечения 3-, 7- и 19-проволочного канатов

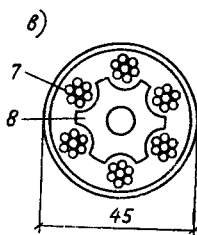
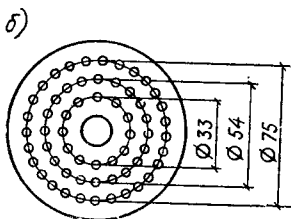
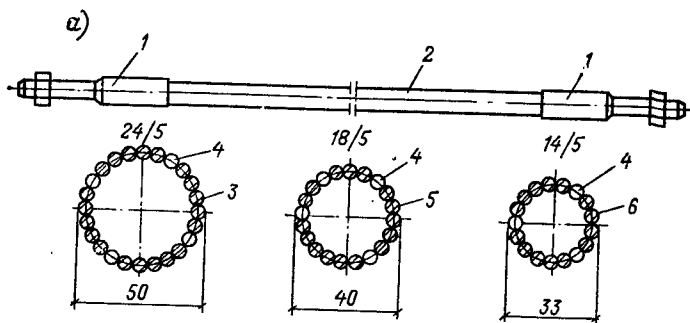
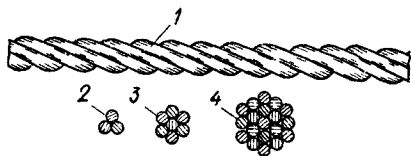


Рис. 1.22. Арматурные пучки

а — однорядные; б — многорядные; в — с применением 7-проволочных канатов; 1 — анкер; 2 — вид сбоку; 3, 5, 6 — сечения 14-, 18- и 24-проволочных пучков; 4 — коротыш; 7 — канат; 8 — распределительная звездочка

объединяемых в арматурные изделия — канаты и пучки.

Армирование одиночными напрягаемыми проволоками повышает затраты труда, а соблюдение необходимых расстояний между проволоками приводит к излишнему развитию сечения предварительно напряженного элемента.

Арматурный канат — наиболее эффективная напрягаемая арматура, он состоит из группы проволок, свитых так, чтобы было исключено их раскручивание (рис. 1.21). Вокруг центральной прямолинейной проволоки по спирали в одном или в нескольких concentрических

слоях располагают проволоки одного диаметра. В процессе изготовления каната проволоки деформируются плотно прилегают друг к другу. Периодический профиль арматурных канатов обеспечивает их надежное сцепление с бетоном, а благодаря большой длине канатов они могут применяться в длиномерных конструкциях без стыков.

Арматурные канаты класса К—п изготавливают из большого числа тонких проволок диаметром 1—3 мм. Применяют их в качестве напрягаемой арматуры для крупных сооружений. Они обладают повышенной деформативностью; чтобы уменьшить неупругие деформации, их подвергают предварительной обтяжке.

Арматурные пучки состоят из параллельно расположенных высокопрочных проволок (рис. 1.22). Проволоки (14, 18 и 24 шт.) располагают по окружности с зазорами, обеспечивающими проникание цементного раствора внутри пучка, и обматывают мягкой проволокой. В более мощных арматурных пучках вместо отдельных проволок применяют параллельно расположенные канаты. В многорядных пучках число отдельных проволок диаметром 4—5 мм достигает 100 шт. Арматурные пучки промышленностью не поставляются, их изготавливают на строительных площадках или на предприятиях строительной индустрии.

7. Соединения арматуры

Сварные стыки арматуры. Основным видом соединения арматурных стержней является сварное соединение встык, которое в заводских условиях и на монтаже выполняется различными способами.

В заводских условиях для соединения арматурных стержней классов от А-I до А-VI, Ат-III, Ат-IVС (например, для соединения заготовок арматурных стержней, приварки коротышей большого диаметра и т. п.) применяют контактную сварку (рис. 1.23, а). При этом отношение диаметров соединяемых стержней $d_1/d_2 \geq 0,85$ и наименьший диаметр стержня $d_1 \geq 10$. Допускается при использовании специальной технологии сварки отношение $d_1/d_2 \geq 0,5$.

На монтаже для соединения арматурных стержней классов А-I, А-II, А-III, Ат-III (например, для соединения выпусков арматуры сборных железобетонных элементов и

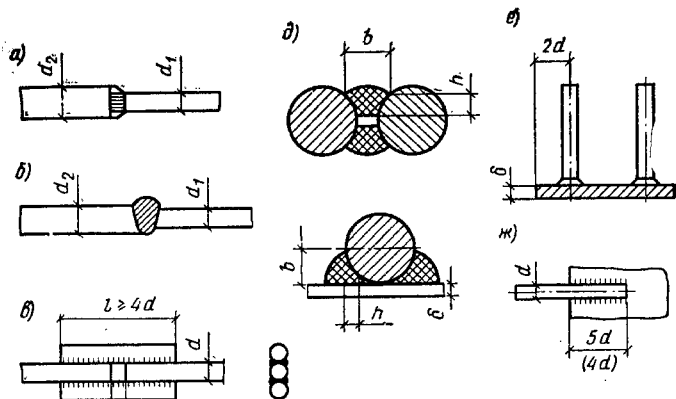


Рис. 1.23. Сварные стыковые соединения арматуры

a — контактная сварка встык; *б* — дуговая ванная сварка в инвентарной форме; *в* — дуговая сварка с накладками, четыре фланговых шва; *г* — то же, два фланговых шва; *д* — высота и ширина сварного шва; *е* —

сварное соединение втавр стержней с пластинкой; *ж* — сварное соединение внахлестку стержня с пластинкой

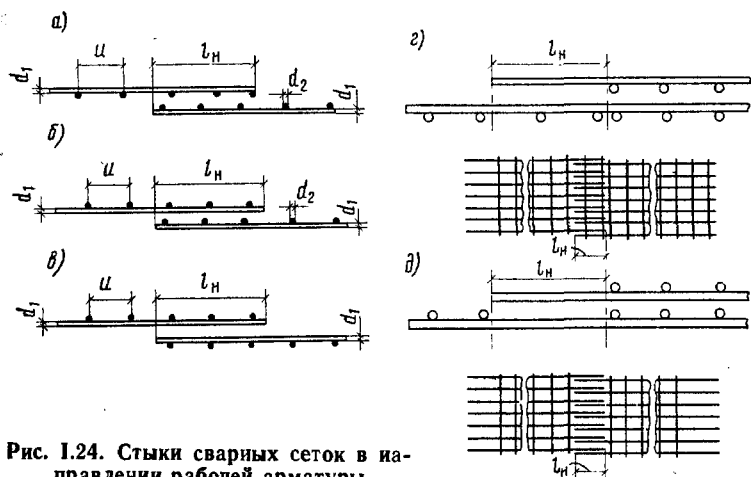


Рис. 1.24. Стыки сварных сеток в направлении рабочей арматуры

a — при гладких стержнях, когда поперечные стержни расположены в одной плоскости; *б, в* — то же, когда поперечные стержни расположены в разных плоскостях; *г* — в направлении рабочей арматуры при стержнях периодического профиля, когда в пределах стыка в одном стыкуемом изделии поперечные стержни отсутствуют; *д* — то же, когда в пределах стыка в двух стыкуемых изделиях поперечные стержни отсутствуют

т. п.) применяют дуговую ванную сварку в инвентарных формах (рис. 1.23, б). Если диаметр соединяемых стержней $d < 20$ мм, то применяют дуговую сварку стержней с накладками с четырьмя фланговыми швами $l = 4d$ (рис. 1.23, в) или с односторонним расположением швов и удлиненными накладками $l = 8d$ (рис. 1.23, г). При этом должны соблюдаться требования о размерах высоты сварного шва: $4 \text{ мм} \leq h = 0,25d$ и ширины сварного шва: $10 \text{ мм} \leq b = 0,5d$ (рис. 1.23, д).

Соединение втавр стержней с пластиной толщиной $\delta \geq 0,75d$ (из листовой или полосовой стали) производится автоматической дуговой сваркой под слоем флюса (рис. 1.23, е). Соединение внахлестку арматурных стержней $d = 8 \dots 40$ мм с пластиной или с плоскими элементами проката может выполняться дуговой сваркой фланговыми швами (рис. 1.23, ж).

Стыки арматуры внахлестку (без сварки). Арматурные стержни классов А-I, А-II и А-III допускается соединять внахлестку с перепуском концов на 20—50 диаметров без сварки в тех местах железобетонных элементов, где прочность арматуры используется не полностью. Однако такой вид соединения арматуры вследствие излишнего расхода стали и несовершенства конструкции стыка применять не рекомендуется.

Стыки сварных сеток в рабочем направлении могут выполняться внахлестку (рис. 1.24). Рабочие стержни соединяемых сеток могут располагаться в разных плоскостях или в одной плоскости. В каждой из соединяемых в растянутой зоне сеток на длине нахлестки должно быть расположено не менее двух поперечных стержней, приваренных ко всем продольным стержням сетки. Если рабочая арматура сеток из стержней периодического профиля, то одна из соединяемых сеток или обе сетки в пределах стыка могут быть без приваренных поперечных стержней. Необходимая длина перепуска (нахлестки) сеток для создания необходимой заделки устанавливается по формуле (1.20).

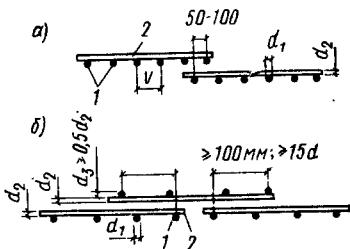
Стыки плоских сварных каркасов внахлестку допускаются при одностороннем расположении продольных стержней и выполняются как стыки сварных сеток в рабочем направлении; при этом на длине стыка устанавливают дополнительные хомуты или поперечные стержни с шагом не более 5 диаметров продольной арматуры.

Стыки сварных сеток и каркасов в конструкциях сле-

дует располагать вразбежку. Стыки сварных сеток в нерабочем направлении (когда соединяется распределительная арматура) также выполняют внахлестку (рис. 1.25). Длину перепуска принимают равной 50 мм при диаметре распределительной арматуры до 4 мм и равной

Рис. 1.25. Стыки сварных сеток в направлении нерабочей (распределительной) арматуры

а — внахлестку; **б** — с дополнительными стыковыми сетками; 1 — рабочие стержни; 2 — распределительные стержни



100 мм при диаметре распределительной арматуры более 4 мм. Эти же стыки при диаметре рабочей арматуры 16 мм и более осуществляются укладкой дополнительных стыковых сеток с перепуском распределительной арматуры в каждую сторону на 15 диаметров, но не менее 100 мм.

8. Неметаллическая арматура

В целях экономии металла проводятся исследования по созданию неметаллической арматуры конструкций. Неметаллическую стеклопластиковую арматуру получают из тонких стекловолокон, объединяемых в арматурный стержень с помощью связующих пластиков из синтетических смол. Стеклопластиковые арматурные стержни обладают хорошим сцеплением с бетоном, высокой прочностью на разрыв (до 1800 МПа), но низким модулем упругости (45 000 МПа). Высокая прочность и низкий модуль упругости определяют целесообразность применения стеклопластиковой арматуры для предварительно напряженных конструкций. К недостаткам стеклопластиковой арматуры относятся склонность к разрушению от щелочных реакций и старение, характеризуемое снижением прочности во времени.

1. Особенности заводского производства

При проектировании железобетонных элементов предусматривают возможность высокопроизводительного изготовления их на специальных заводах и удобного монтажа на строительных площадках путем выбора оптимальных габаритов, экономичных форм сечения, рациональных способов армирования. Конструктивное решение элементов и технология заводского изготовления находятся в тесной взаимосвязи. Элементы, конструкция которых допускает их массовое изготовление на заводе или на полигоне с использованием высокопроизводительных машин и механизмов без трудоемких ручных операций, являются технологичными. Производство сборных железобетонных элементов ведется по нескольким технологическим схемам.

Конвейерная технология. Элементы изготавливают в формах, установленных на вагонетках и перемещаемых по рельсам конвейера от одного агрегата к другому. По мере передвижения вагонетки последовательно выполняют необходимые технологические операции: установку арматурных каркасов, натяжение арматуры предварительно напряженных элементов, установку вкладышей-пустотообразователей для элементов с пустотами, укладку бетонной смеси и ее уплотнение, извлечение вкладышей, термовлажностную обработку изделия для ускорения твердения бетона. Все формы-вагонетки перемещаются с установленным принудительным ритмом. Высокопроизводительная конвейерная технология применяется на крупных заводах при массовом выпуске элементов относительно малой массы.

Поточно-агрегатная технология. Технологические операции производят в соответствующих отделениях завода, а форма с изделием перемещается от одного агрегата к другому кранами. Технологический ритм перемещения форм заранее не установлен и не является принудительным.

Стеновая технология. Ее особенность состоит в том, что изделия в процессе изготовления и тепловой обработки остаются неподвижными, а агрегаты, выполняющие необходимые технологические операции, перемещаются вдоль неподвижных форм. Стенды оборудованы пере-

вижными кранами, подвижными бетоноукладчиками, а также вибраторами для уплотнения бетонной смеси. Элементы изготовляют в гладких или профилированных формах (матрицах или кассетах). По стендовой технологии изготовляют крупноразмерные и предварительно напряженные элементы промышленных зданий (фермы, балки покрытий, подкрановые балки, колонны и др.).

При изготовлении плит перекрытий и панелей стен гражданских зданий широко применяется кассетный способ. Элементы изготовляют на неподвижном стенде в пакете вертикальных металлических кассет, вмещающем одновременно несколько панелей. Сборка и разборка кассет механизированы. Арматурные каркасы размером на панель устанавливают в отсеках кассеты. Бетонируют подвижной бетонной смесью, подаваемой пневматическим транспортом по трубам. Благодаря формованию изделий в вертикальном положении поверхность плит и панелей получается ровной и гладкой.

При вибропрокатном способе плиты перекрытий и панели стен изготовляют на непрерывно движущейся ленте, гладкая или рифленая поверхность которой служит формой изделия. После укладки арматурного каркаса бетонная смесь, поданная на ленту, вибрируется и уплотняется с помощью расположенных сверху валков. Последовательно прокатываемые изделия, укрытые сверху и подогреваемые снизу, за время перемещения по ленте (в течение нескольких часов) набирают необходимую прочность и после охлаждения на стеллажах транспортируются на склад готовой продукции. Технологические операции подчинены единому ритму — скорости движения формирующей ленты.

Изготовить весь комплекс сборных изделий, необходимых для возведения здания, по одной технологической схеме нельзя. Поэтому на заводах сборных железобетонных изделий одновременно используют несколько технологических схем. Разработка новых прогрессивных конструкций в ряде случаев вызывает необходимость совершенствования технологической схемы или создания новой технологии, что, в свою очередь, может потребовать определенного приспособления конструкции к технологическим требованиям.

2. Сущность предварительно напряженного железобетона и способы создания предварительного напряжения

Предварительно напряженными называют такие железобетонные конструкции, в которых до приложения нагрузок в процессе изготовления искусственно создаются значительные сжимающие напряжения в бетоне путем натяжения высокопрочной арматуры. Начальные сжимающие напряжения создаются в тех зонах бетона, которые впоследствии под воздействием нагрузок испытывают растяжение. При этом повышается трещиностойкость конструкции и создаются условия для применения высокопрочной арматуры, что приводит к экономии металла и снижению стоимости конструкции.

Удельная стоимость арматуры η , равная отношению ее цены C (руб/т) к расчетному сопротивлению R_s , снижается с увеличением прочности арматуры (рис. 1.26, а). Поэтому высокопрочная арматура значительно выгоднее горячекатаной. Однако применять высокопрочную арматуру в конструкциях без предварительного напряжения нельзя, так как при высоких растягивающих напряжениях в арматуре и соответствующих деформациях удлинения в растянутых зонах бетона появляются трещины значительного раскрытия, лишаящие конструкцию необходимых эксплуатационных качеств.

Сущность предварительно напряженного железобетона в экономическом эффекте, достигаемом благодаря применению высокопрочной арматуры. Кроме того, высокая трещиностойкость предварительно напряженного железобетона повышает его жесткость, сопротивление динамическим нагрузкам, коррозионную стойкость, долговечность.

В предварительно напряженной балке под нагрузкой (рис. 1.26, б) бетон испытывает растягивающие напряжения только после погашения начальных сжимающих напряжений. При этом сила F_{crc} , вызывающая образование трещин или ограниченное по ширине их раскрытие, превышает нагрузку, действующую при эксплуатации F_{ser} . С увеличением нагрузки на балку до предельного разрушающего значения F_u напряжения в арматуре и бетоне достигают предельных значений. В аналогичной балке без предварительного напряжения (рис. 1.26, в) нагрузка $F_{crc} < F_{ser}$, но разрушающая нагрузка F_u для

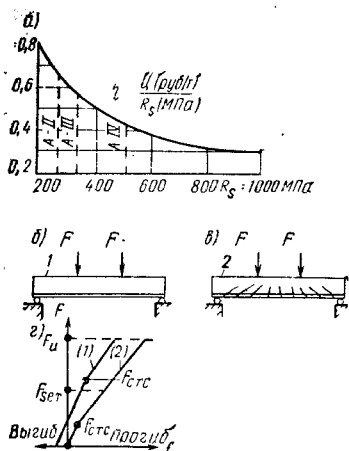


Рис. 1.26. К анализу работы предварительно напряженных элементов

а — диаграмма относительной стоимости арматурных сталей; б — предварительно напряженная балка; в — балка без предварительного напряжения; г — диаграмма нагрузка P — прогиб f

обеих балок близка по значению, поскольку предельные напряжения в арматуре и бетоне этих балок одинаковы.

Таким образом, железобетонные предварительно напряженные элементы работают под нагрузкой без трещин или с ограниченным по ширине их раскрытием ($F_{ser} < F_{crc} < F_u$), в то время как конструкции без предварительного напряжения эксплуатируются при наличии трещин ($F_{crc} < F_{ser} < F_u$) и при больших значениях прогибов (рис. 1.26, г). В этом различие конструкций предварительно напряженных и без предварительного напряжения с вытекающими отсюда особенностями их расчета, конструирования и изготовления.

В производстве предварительно напряженных элементов возможны два способа создания предварительного напряжения: натяжение на упоры и натяжение на

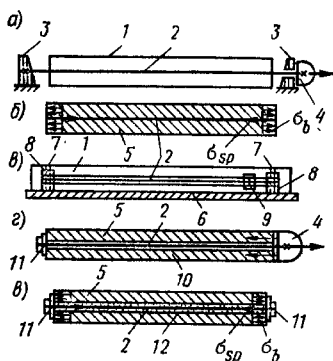


Рис. 1.27. Способы создания предварительного напряжения
а — натяжение на упоры — принципиальная схема; б — готовый элемент; в — натяжение на упоры при непрерывном армировании; г — натяжение на бетон — принципиальная схема; д — готовый элемент; 1 — форма; 2 — арматура; 3 — упор; 4 — домкрат; 5 — затвердевший бетон; 6 — поддон; 7 — штыри поддона; 8 — трубки; 9 — зажим; 10 — канал; 11 — анкер; 12 — оцинкованный канал

бетон. При натяжении на упоры до бетонирования элемента арматуру заводят в форму, один конец ее закрепляют в упоре, другой натягивают домкратом или другим приспособлением до заданного контролируемого напряжения (рис. 1.27, а). После приобретения бетоном необходимой кубиковой прочности перед обжатием R_{br} арматуру отпускают с упоров. Арматура при восстановлении упругих деформаций в условиях сцепления с бетоном обжимает окружающий бетон (рис. 1.27, б). При так называемом непрерывном армировании форму укладывают на поддон, снабженный штырями, арматурную проволоку специальной навивочной машиной навивают на трубки, надетые на штыри поддона, с заданной величиной напряжения, и конец ее закрепляют плащечным зажимом (рис. 1.27, в). После того как бетон наберет необходимую прочность, изделие с трубками снимают со штырей поддона, при этом арматура обжимает бетон.

Стержневую арматуру можно натягивать на упоры электротермическим способом. Стержни с высаженными головками разогревают электрическим током до 300—350 °С, заводят в форму и закрепляют на концах в упорах форм. Арматура при восстановлении начальной длины в процессе остывания натягивается на упоры.

При натяжении на бетон сначала изготавливают бетонный или слабоармированный элемент (рис. 1.27, г), затем при достижении бетоном прочности R_{br} создают в нем предварительное сжимающее напряжение. Напрягаемую арматуру заводят в каналы или в пазы, оставляемые при бетонировании элемента, и натягивают на бетон (рис. 1.27, д). При этом способе напряжения в арматуре контролируются после окончания обжатия бетона. Каналы, превышающие диаметр арматуры на 5—15 мм, создают в бетоне укладкой извлекаемых пустотообразователей (стальных спиралей, резиновых шлангов и т. п.) или оставляемых гофрированных стальных трубок и др. Сцепление арматуры с бетоном создается после обжатия инъецированием — нагнетанием в каналы цементного теста или раствора под давлением. Инъецирование производится через заложенные при изготовлении элемента тройники — отводы. Если напрягаемая арматура располагается с внешней стороны элемента (кольцевая арматура трубопроводов, резервуаров и т. п.), то навивка ее с одновременным обжатием бетона производится специ-

льными навивочными машинами. В этом случае на поверхность элемента после натяжения арматуры наносят торкретированием (под давлением) защитный слой бетона.

Натяжение на упоры как более индустриальное является основным способом в заводском производстве. Натяжение на бетон применяется главным образом для крупноразмерных конструкций и при соединении их на монтаже.

3. Сцепление арматуры с бетоном

В железобетонных конструкциях благодаря сцеплению материалов скольжения арматуры в бетоне под нагрузкой не происходит. Прочность сцепления арматуры с бетоном оценивается сопротивлением выдергиванию или вдавливанию арматурных стержней, заанкерованных в бетоне (рис. 1.28, а). Согласно опытным данным, прочность сцепления зависит от: 1) зацепления в бетоне выступов на поверхности арматуры периодического профиля (рис. 1.28, б); 2) сил трения, развивающихся при контакте арматуры с бетоном под влиянием его усадки; 3) склеивания арматуры с бетоном, возникающего благодаря клеящей способности цементного геля. Наибольшее влияние на прочность сцепления оказывает первый фактор — он обеспечивает около $\frac{3}{4}$ общего сопротивления скольжению арматуры в бетоне. Если арматура гладкая и круглая, сопротивление скольжению уменьшается в 2—3 раза. Исследования показали, что распределение напряжений сцепления арматуры с бетоном по длине заделки стержня неравномерно, и наибольшее напряжение сцепления τ_{max} не зависит от длины анкеровки стержня l_{an} . Среднее напряжение сцепления определяется как частное от деления усилия в стержне N на поверхность заделки

$$\tau_c = N / (l_{an} u), \quad (1.19)$$

где u — периметр сечения стержня; для гладкой арматуры при средних классах бетона оно примерно равно 2,5—4 МПа.

Прочность сцепления возрастает с повышением класса бетона, уменьшением водоцементного отношения, а также с увеличением возраста бетона. При недостаточной заделке к концам стержней приваривают коротыши или шайбы (по концам стержней из гладкой стали клас-

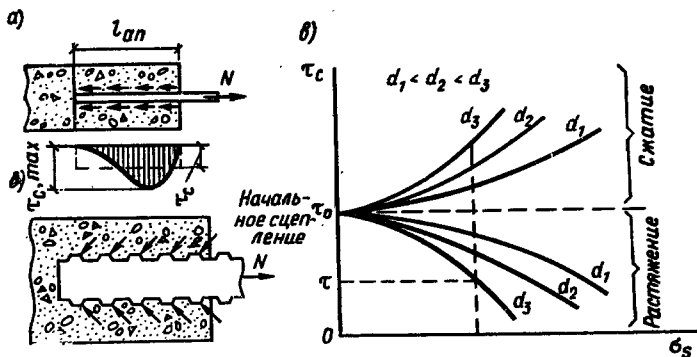


Рис. 1.28. Сцепление арматуры с бетоном

са А-I устраивают крюки). При вдавливании арматурного стержня в бетон прочность сцепления больше, чем при его выдергивании, вследствие сопротивления окружающего слоя бетона поперечному расширению сжимаемого стержня. С увеличением диаметра стержня и напряжения в нем σ_s прочность сцепления при сжатии возрастает, а при растяжении уменьшается (рис. 1.28, б). Отсюда следует, что для лучшего сцепления арматуры с бетоном при конструировании железобетонных элементов диаметр растянутых стержней следует ограничивать.

4. Анкеровка арматуры в бетоне

В железобетонных конструкциях закрепление концов арматуры в бетоне — анкеровка — достигается запуском арматуры за рассматриваемое сечение на длину зоны передачи усилий с арматуры на бетон (обусловленную сцеплением арматуры с бетоном), а также с помощью анкерных устройств.

Ненапрягаемая арматура из гладких стержней класса А-I снабжена на концах анкерами в виде полукруглых крюков диаметром $2,5 d$, а в конструкциях из бетонов на пористых заполнителях — диаметром $5 d$ (рис. 1.29, а). Анкерами гладких стержней в сварных сетках и каркасах служат стержни поперечного направления, поэтому их применяют без крюков на концах. Арматурные стержни периодического профиля обладают значитель-

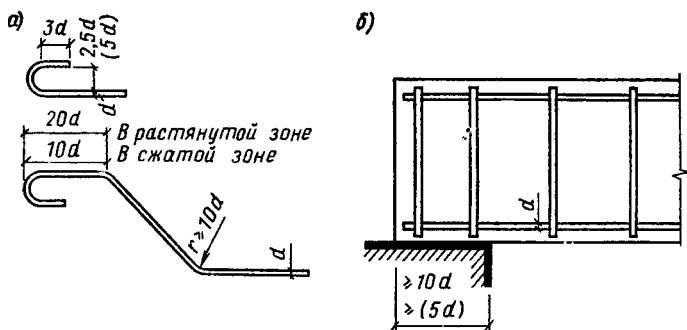


Рис. 1.29. Анкеровка ненапрягаемой арматуры

a — круглых гладких стержней; *б* — стержней периодического профиля на свободной опоре

но лучшим сцеплением с бетоном, их применяют без крюков на концах.

Ненапрягаемую арматуру периодического профиля заводят за нормальное к продольной оси элемента сечение, в котором она учитывается с полным расчетным сопротивлением на длину зоны анкеровки

$$l_{an} = [\omega_{an} (R_s/R_b) + \Delta\lambda_{an}] d, \quad (1.20)$$

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

где ω_{an} , $\Delta\lambda_{an}$, λ_{an} , а также допустимое минимальное значение l_{an} определяют по табл. 1.2; R_s — расчетное сопротивление арматуры (см. гл. II); R_b — расчетное сопротивление бетона осевому сжатию (см. гл. II); d — диаметр стержня.

Таблица 1.2. К определению длины анкеровки l_{an} ненапрягаемых стержней периодического профиля

Напряженное состояние арматуры и условия анкеровки	ω_{an}	$\Delta\lambda_{an}$	λ_{an}	l_{an} , мм, не менее
Анкеровка растянутой арматуры в растянутом бетоне	0,7	11	20	250
Анкеровка сжатой или растянутой арматуры в сжатом бетоне	0,5	8	12	200

Если стержни заводят за нормальное к продольной оси элемента сечение, в котором они используются с не-

полным расчетным сопротивлением, то при определении l_{an} значение R_s умножают на отношение площадей сечения арматуры, необходимой при полном использовании расчетного сопротивления, к фактической.

На крайних свободных опорах изгибаемых элементов продольные растянутые стержни заводят для анкеровки за внутреннюю грань опоры на длину не менее $10d$; если наклонные трещины в растянутой зоне не образуются, то стержни заводят за внутреннюю грань опоры на длину не менее $5d$ (рис. 1.29, б).

Напрягаемая арматура — стержни периодического профиля или арматурные канаты — при натяжении на упоры и достаточной прочности бетона применяется в конструкциях без специальных анкеров; арматура при натяжении на бетон (арматурные пучки) или натяжении на упоры в условиях недостаточного сцепления с бетоном (гладкая высокопрочная проволока) всегда закрепляется в бетоне специальными анкерами. Длина зоны анкеровки напрягаемой арматуры без анкеров принимается равной длине зоны передачи напряжений с арматуры на бетон по формуле

$$l_p = [\omega_p (\sigma_{sp}/R_{bp}) + \Delta\lambda_p] d, \quad (1.21)$$

где ω_p , $\Delta\lambda_p$ определяются по табл. 1.3; R_{bp} — передаточная прочность бетона (кубиковая прочность бетона к моменту обжатия); σ_{sp} — предварительное напряжение в арматуре с учетом потерь; σ_{sp} принимается равным большему из значений R_s и σ_{sp} .

Таблица 1.3. К определению длины передачи напряжений для напрягаемой арматуры без анкеров

Вид и класс арматуры	Значение коэффициента	
	ω_p	$\Delta\lambda_p$
Стержневая периодического профиля (независимо от класса и диаметра)	0,3	10
Высокопрочная проволока класса Вр-II		
диаметром, мм		
5	1,8	40
4	1,8	50
3	1,8	60
Арматурные канаты: класса К-7		
диаметром, мм		
15	1,25	25
12	1,4	25
9	1,6	30
6	1,8	40
класса К-19 диаметром 14 мм	1,25	—

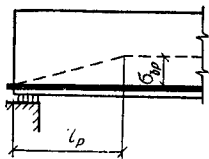


Рис. 1.30. Схема линейного изменения предварительного напряжения арматуры на длине зоны передачи напряжений на бетон

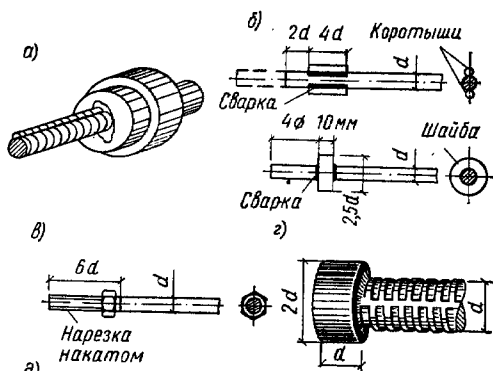


Рис. 1.31. Анкеровка напрягаемой арматуры

a — цанговый захват для канатов и стержней; b — коротыши и шайбы, приваренные к стержням; $в$ — гайка на нарезке конца стержня с накатом; $г$ — высаженная головка правильной формы; $д$ — высаженная головка со втулкой; $е$ — петли и коротыши для анкерной гладкой высокопрочной проволоки

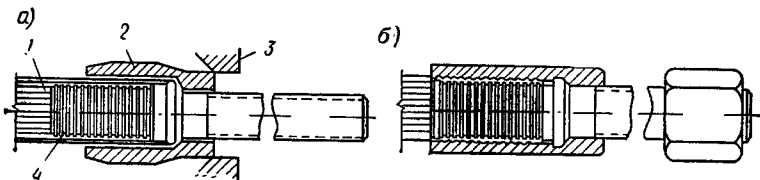
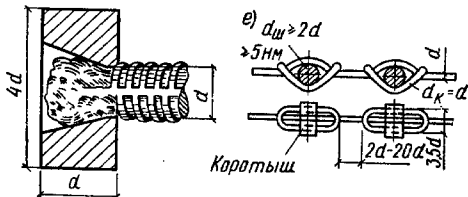


Рис. 1.32. Гильзовый анкер

a — до запрессовки пучка; $б$ — после запрессовки; 1 — пучок; 2 — гильза; 3 — обжимное кольцо; 4 — стержень с нарезкой

В элементах из легкого бетона значение, вычисленное по формуле (1.21), увеличивается в 1,2 раза. Для стержней периодического профиля всех видов значение l_p принимается не менее $15d$. При мгновенной передаче усилия обжатия на бетон для стержней периодического профиля диаметром до 18 мм (срезаемых с натяжных приспособлений упоров форм при отпуске натяжения) значение l_p увеличивается в 1,25 раза. В элементах кон-

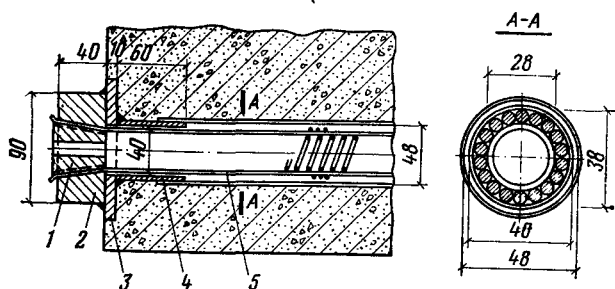


Рис. 1.33. Анкер с колодкой и конической пробкой для закрепления однорядного арматурного пучка (натяжение на бетон домкратом двойного действия)

1 — коническая пробка; 2 — колодка; 3 — стальная плита; 4 — патрубок; 5 — арматурный пучок

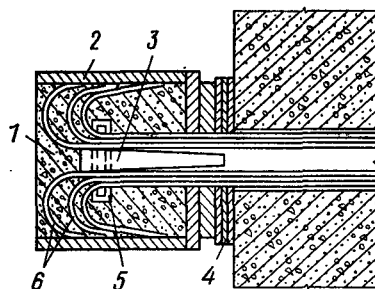


Рис. 1.34. Анкер стаканного типа для закрепления мощного арматурного пучка (натяжение на бетон)

1 — бетон, запрессованный в анкер, обеспечивающий заделку пучка; 2 — стальной стакан с приваренным дном; 3 — стальной стержень; 4 — стальные шайбы; 5 — кольцо; 6 — крюки на концах проволок

струкций, эксплуатируемых при расчетных температурах ниже -40°C , значения $\Delta\lambda_p$ увеличиваются в 2 раза.

Предварительное напряжение в арматуре считается изменяющимся линейно от нуля у края элемента до полного значения в сечении, расположенном на расстоянии l_p от края элемента (рис. 1.30).

Для того чтобы бетон при передаче на него усилий с напрягаемой арматуры не раскалывался, концы элементов усиливают закладными деталями с анкерными стержнями, хомутами и т. п.

Для захвата, натяжения и закрепления на упорах канатов и стержневой арматуры периодического профиля применяют специальные цапговые захваты; кроме того, для стержневой арматуры применяют приваренные коротыши или шайбы, нарезку накатом без ослабления сечения, высаженные головки правильной формы или неправильной формы со втулкой (рис. 1.31).

Анкеры при натяжении арматуры на бетон должны обеспечивать хорошую передачу усилия с арматуры на бетон. В местах расположения анкеров у конца элементов бетон усиливают дополнительными хомутами, сварными сетками, спиралями, а для равномерной передачи усилий с арматуры на бетон под анкерами размещают стальные плиты.

Заводской гильзовый анкер арматурного пучка состоит из стержня с нарезкой, заведенного внутрь пучка, и гильзы из мягкой стали, надетой поверх пучка (рис. I.32, а). При протяжке через обжимное кольцо металл гильзы течет и запрессовывает проволоки пучка (рис. I.32, б). Закрепление этого анкера после натяжения арматурного пучка на бетон домкратом производится гайкой концевой стержня, затягиваемой до упора в торец элемента.

Анкер, в котором арматурный пучок закрепляют стальной конической пробкой, в процессе натяжения домкратом двойного действия изображен на рис. I.33. Упором домкрата в торец элемента арматурный пучок натягивают до заданного напряжения, затем специальным поршнем, выдвигаемым из домкрата, проволоки пучка заклинивают конической трубкой в стальной колодке.

Анкер стаканного типа применяют для закрепления более мощного арматурного пучка с несколькими рядами концентрически расположенных проволок (рис. I.34). Домкрат захватывает анкер и оттягивает его с упором на бетон на заданную величину; в зазор, образовавшийся между анкером и торцом элемента, вводят шайбы с прорезями, благодаря чему арматурный пучок удерживается в напряженном состоянии.

5. Усадка железобетона

В железобетонных конструкциях стальная арматура вследствие ее сцепления с бетоном становится внутренней связью, препятствующей свободной усадке бетона. Согласно опытным данным, усадка и набухание железобетона в ряде случаев вдвое меньше, чем усадка и набухание бетона (рис. I.35). Стесненная деформация усадки бетона приводит к появлению в железобетонном элементе начальных, внутренне уравновешенных напряжений — растягивающих в бетоне и сжимающих в арма-



Рис. 1.35. Усадка и набухание
1 — бетона; 2 — железобетона

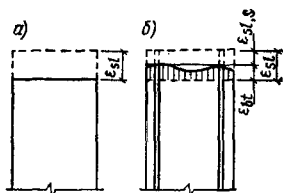


Рис. 1.36. Деформации усадки образцов
а — бетонного;
б — железобетонного

туре. Под влиянием разности деформаций свободной усадки бетонного элемента ϵ_{sl} и стесненной усадки армированного элемента $\epsilon_{sl,s}$ (рис. 1.36)

$$\epsilon_{bt} = \epsilon_{sl} - \epsilon_{sl,s} \quad (I.22)$$

возникают средние растягивающие напряжения в бетоне

$$\sigma_{bt} = \epsilon_{bt} E'_{bt}. \quad (I.23)$$

Наибольшие значения этих напряжений находятся в зоне контакта с арматурой. Деформации $\epsilon_{sl,s}$ являются для арматуры упругими, и в ней возникают сжимающие напряжения

$$\sigma_s = \epsilon_{sl,s} E_s. \quad (I.24)$$

Уравнение равновесия внутренних усилий элемента, армированного двусторонней симметричной арматурой, имеет вид

$$\sigma_s A_s = \sigma_{bt} A, \quad (I.25)$$

где A_s — площадь сечения арматуры; A — площадь сечения элемента.

Отсюда найдем

$$\sigma_s = \sigma_{bt} (A/A_s) = \sigma_{bt}/\mu_1, \quad (I.26)$$

где $\mu_1 = A_s/A$ — коэффициент армирования.

Подставляя в (I.22) деформации, выраженные через напряжения по (I.23), (I.24), (I.26)

$$\sigma_{bt}/E'_{bt} = \epsilon_{sl} - \sigma_{bt}/\mu E_s,$$

найдем значение растягивающих напряжений в бетоне

$$\sigma_{bt} = \frac{\epsilon_{sl} E_s}{1/\mu_1 + \nu/\lambda_{bt}}, \quad (I.27)$$

где $\nu = E_s/E_b$ — отношение модулей упругости арматуры и бетона.

При усадке железобетона растягивающие напряжения в бетоне зависят от свободной усадки бетона ϵ_{sl} , коэффициента армирования μ , класса бетона. С увеличением содержания арматуры в бетоне растягивающие напряжения σ_{bt} увеличиваются, и, если они достигают временного сопротивления при растяжении R_{bt} , возникают усадочные трещины. Растягивающие напряжения в бетоне при стесненной усадке элемента, армированного односторонней несимметричной арматурой, возрастают вследствие внецентренного приложения к сечению усилия в арматуре

$$\sigma_{bt} = \frac{2,25\epsilon_{sl} E_s}{1/\mu_1 + 2,25\nu/\lambda_{bt}} \quad (I. 28)$$

Начальные растягивающие напряжения в бетоне от усадки способствуют более раннему образованию трещин в тех зонах железобетонных элементов, которые испытывают растяжение от нагрузки. Однако с появлением трещин влияние усадки уменьшается. В стадии разрушения усадка не влияет на несущую способность статически определимого железобетонного элемента.

В статически неопределимых железобетонных конструкциях (арках, рамах и т. п.) лишние связи препятствуют усадке железобетона и поэтому усадка вызывает появление дополнительных внутренних усилий. Влияние усадки эквивалентно понижению температуры на определенное число градусов. Для тяжелого бетона возможно среднее значение $\epsilon_{sl,s} \approx 1,5 \cdot 10^{-4}$, что при коэффициенте линейной температурной деформации $\alpha_t = 1 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ эквивалентно понижению температуры на $\sim 15^\circ\text{C}$. Для железобетона на пористых заполнителях $\epsilon_{sl,s} \approx 2 \cdot 10^{-4}$.

Для того чтобы уменьшить дополнительные усилия от усадки, железобетонные конструкции промышленных и гражданских зданий большой протяженности делают усадочными швами на блоки.

6. Ползучесть железобетона

Ползучесть железобетона является следствием ползучести бетона. Стальная арматура, как и при усадке, становится внутренней связью, препятствующей свободным деформациям ползучести. В железобетонном элементе под нагрузкой стесненная ползучесть приводит к

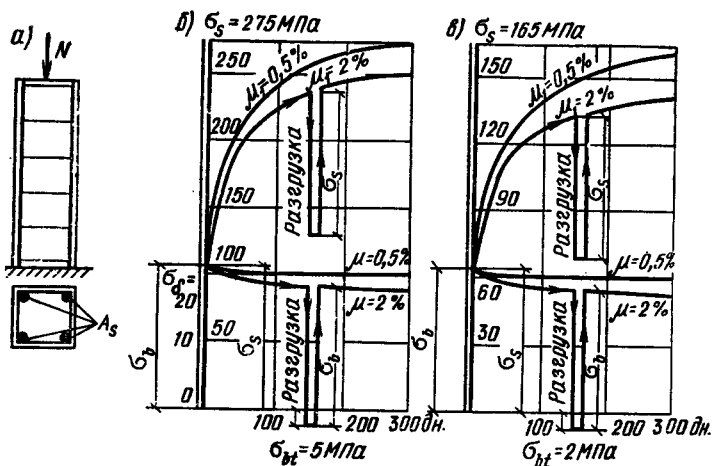


Рис. 1.37. Перераспределение напряжений в арматуре и бетоне сжатой железобетонной призмы вследствие ползучести бетона
 а — схема железобетонной призмы; б — бетон класса В40; в — то же, В15

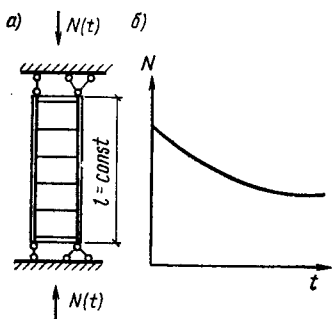


Рис. 1.38. Релаксация напряжений в бетоне при постоянных напряжениях в арматуре железобетонной призмы
 а — схема железобетонной призмы с наложенными связями; б — зависимость реакции связей N — время t

перераспределению усилий между арматурой и бетоном. Процесс перераспределения усилий интенсивно протекает в течение первых нескольких месяцев, а затем в течение длительного времени (более года) постепенно затухает. Продольные деформации арматуры и бетона центрально-сжатой железобетонной призмы (рис. 1.37, а) благодаря сцеплению материалов одинаковы:

$$\epsilon_s = \epsilon_b = \sigma_b / E_b^* \quad (1.29)$$

Отсюда сжимающее напряжение в продольной арматуре

$$\sigma_s = \epsilon_s E_s = \sigma_b (v / \lambda_b) \quad (1.30)$$

Роль поперечных стержней или хомутов сводится главным образом к предотвращению выпучивания продольных сжатых стержней.

Уравнение равновесия внешней нагрузки и внутренних усилий в бетоне и продольной арматуре

$$N = \sigma_b A + \sigma_s A_s = \sigma_b A (1 + \mu_1 \nu / \lambda_b). \quad (I.31)$$

Отсюда сжимающее напряжение в бетоне

$$\sigma_b = N / (1 + \mu_1 \nu / \lambda_b). \quad (I.32)$$

Коэффициент упругопластических деформаций бетона

$$\lambda_b = \epsilon_e / [\epsilon_e + \epsilon_{pl}(t, \sigma)]$$

зависит от времени t и уровня напряжений σ_b / R_b . Следовательно, с течением времени вследствие уменьшения коэффициента λ_b при постоянной внешней силе N напряжение в бетоне, согласно формуле (I.32), уменьшается. При этом напряжение в арматуре увеличивается. Кривые изменения во времени напряжений в бетоне и арматуре в железобетонной призме под нагрузкой показаны на рис. I.37, б, в. При проценте армирования $\mu_1 = 0,5\%$ через 150 дней напряжения в арматуре возрастают более чем в 2,5 раза. С увеличением процента армирования до $\mu_1 = 2\%$ интенсивность роста напряжений в арматуре снижается. При мгновенной разгрузке бетон и арматура деформируются упруго, однако остаточные пластические деформации бетона препятствуют восстановлению упругих деформаций в арматуре, в результате после разгрузки арматура будет сжата, а бетон — растянут. Если растягивающие напряжения в бетоне после разгрузки превысят временное сопротивление при растяжении $\sigma_{bt} > R_{bt}$, то в бетоне появляются трещины. При повторном загрузении эти трещины закрываются.

Релаксация напряжений в бетоне железобетонной призмы наблюдается и при постоянных напряжениях в арматуре — в другом эксперименте (рис. I.38, а). Если в железобетонной призме создать начальные сжимающие деформации ϵ_b^0 и начальные сжимающие напряжения в бетоне σ_b^0 и арматуре σ_s^0 , а затем ввести связи, сохраняющие постоянной длину призмы $l = \text{const}$ и препятствующие дальнейшему ее деформированию, то в любой момент времени t после введения связей оказывается, что напряжение в бетоне

$$\sigma_b(t) = \epsilon_b E_b' = \epsilon_b \lambda_b E_b < \sigma_b^0.$$

Напряжения в бетоне с течением времени уменьшаются, так как коэффициент λ_b с течением времени уменьшается.

При этом реакции связей

$$N(t) = \sigma_b(t) A + \sigma_s A_s$$

с течением времени при постоянных напряжениях в арматуре уменьшаются (рис. 1.38, б).

На работу коротких сжатых железобетонных элементов ползучесть бетона оказывает положительное влияние, обеспечивая полное использование прочности бетона и арматуры; в гибких сжатых элементах ползучесть вызывает увеличение начальных эксцентриситетов, что может снижать их несущую способность; в изгибаемых элементах ползучесть вызывает увеличение прогибов; в предварительно напряженных конструкциях ползучесть приводит к потере предварительного напряжения.

Ползучесть и усадка железобетона протекают одновременно и совместно влияют на работу конструкции.

7. Защитный слой бетона

Защитный слой бетона в железобетонных конструкциях создается размещением арматуры на некотором удалении от поверхности элемента. Защитный слой бетона необходим для совместной работы арматуры с бетоном на всех стадиях изготовления, монтажа и эксплуатации конструкций, он защищает арматуру от внешних воздействий, высокой температуры, агрессивной среды и т. п. Толщина защитного слоя бетона на основании опыта эксплуатации железобетонных конструкций устанавливается в зависимости от вида и диаметра арматуры, размера сечений элемента, вида и класса бетона, условий работы конструкции и т. д.

Толщина защитного слоя бетона для продольной арматуры ненапрягаемой или с натяжением на упоры должна быть не менее диаметра стержня или каната; в плитах и стенках толщиной до 100 мм — 10 мм; в плитах и стенках толщиной более 100 мм, а также балках высотой менее 250 мм — 15 мм; в балках высотой 250 мм и более — 20 мм; в сборных фундаментах — 30 мм.

Толщина защитного слоя бетона у концов продольной напрягаемой арматуры на участке передачи усилий с арматуры на бетон должна составлять не менее двух диаметров стержня из стали классов А-IV, Ат-IV или арматурного каната и не менее трех диаметров стержня классов А-V, А-VI, Ат-V, Ат-VI. Причем толщину защит-

ного слоя бетона на указанном участке длины элемента принимают не менее 40 мм для стержневой арматуры всех классов и не менее 20 мм для арматурного каната. Защитный слой бетона при наличии стальных опорных деталей допускается у концов элемента принимать таким же, как и для сечения в пролете.

Толщина защитного слоя бетона для продольной напрягаемой арматуры, натягиваемой на бетон и располагаемой в каналах (расстояние от поверхности конструкции до ближайшей к ней поверхности канала), должна быть не менее 20 мм и не менее половины диаметра канала, а при диаметре арматурного пучка 32 мм и более еще и не менее этого диаметра.

Расстояние от концов продольной ненапрягаемой арматуры до торца элементов должно быть не менее 10 мм, а для сборных элементов большой длины (панелей длиной более 12 м, ригелей — более 9 м, колонн — более 18 м) — не менее 15 мм.

Минимальную толщину защитного слоя бетона для поперечных стержней каркасов и хомутов при высоте сечения элемента менее 250 мм принимают 10 мм, при высоте сечения элемента 250 мм и более — 15 мм.

8. Средняя плотность железобетона

Средняя плотность тяжелого железобетона при укладке бетонной смеси с вибрированием равна 2500 кг/м^3 , при укладке бетонной смеси без вибрирования — 2400 кг/м^3 . При значительном содержании арматуры (свыше 3%) плотность железобетона определяют как сумму масс бетона и арматуры в 1 м^3 объема конструкции. Средняя плотность легкого железобетона определяется так же, как сумма масс бетона и арматуры в 1 м^3 объема конструкции.

9. Армоцемент

Армоцемент — особый вид железобетона, приготовленный на цементно-песчаном бетоне, армированный сетками из тонкой проволоки диаметром 0,5—1 мм с мелкими ячейками размером до $10 \times 10 \text{ мм}$. Насыщение сетками густое, расстояние между сетками 3—5 мм, что позволяет получить достаточно однородный по свойствам материал. Из армоцемента изготовляют конструкции с

малой толщиной стенок 10—30 мм (оболочки, волнистые своды и т. п.). Армирование устанавливается расчетом, коэффициент сетчатого армирования должен быть в пределах $\mu_1 = A_s/\delta = 0,004 \dots 0,025$, где A_s — площадь сечения сеток на единицу длины, $\text{см}^2/\text{см}$; δ — толщина элемента, см.

Предельная растяжимость бетона в армоцементных конструкциях благодаря значительному увеличению поверхности сцепления арматуры с бетоном возрастает. Малая ширина раскрытия трещин — основная особенность армоцемента, позволяющая достигнуть полного использования прочности арматурных сеток в конструкциях без предварительного напряжения. В растянутых зонах армоцементных конструкций возможно комбинированное армирование — сетками и напрягаемой арматурой.

Армоцементные конструкции можно применять лишь при нормальной влажности и отсутствии агрессивных воздействий среды, так как их коррозионная стойкость невелика. Огнестойкость их меньше, чем огнестойкость железобетонных конструкций. Армоцементные конструкции не рекомендуется применять при систематическом воздействии ударной нагрузки.

10. Армополимербетон

Армополимербетон изготавливают из полимербетона со стальной или неметаллической арматурой. Арматура хорошо сцепляется с полимербетоном. Коррозия стальной арматуры в армополимербетоне не наблюдается. Армополимербетон обладает высокой коррозионной стойкостью и поэтому применение его целесообразно в конструкциях и сооружениях, работающих в агрессивной среде и при высоком гидростатическом давлении.

11. Воздействие температуры на железобетон

Под воздействием температуры в железобетоне возникают внутренние взаимно уравновешенные напряжения, вызванные некоторым различием в значениях коэффициента линейной температурной деформации цементного камня, зерен заполнителей и стальной арматуры. При воздействии на конструкцию температуры до 50°C внутренние напряжения невелики и практически не приводят к снижению прочности бетона. В условиях систе-

матического воздействия технологических температур порядка 60—200 °С необходимо учитывать некоторое снижение механической прочности бетона (примерно на 30 %). При длительном нагреве до 500—600 °С и последующем охлаждении бетон разрушается.

Основными причинами разрушения бетона при воздействии высоких технологических температур являются значительные внутренние растягивающие напряжения, возникающие вследствие разности температурных деформаций цементного камня и зерен заполнителей, а также вследствие увеличения в объеме свободной извести, которая выделяется при дегидратации минералов цемента и гасится влагой воздуха.

Для конструкций, испытывающих длительное воздействие высоких технологических температур, применяют специальный жаростойкий бетон. Прочность сцепления арматуры периодического профиля с бетоном снижается при температуре до 500 °С на 30 %. Однако прочность сцепления гладкой арматуры с бетоном начинает резко снижаться уже при 250 °С.

В статически неопределимых железобетонных конструкциях под воздействием сезонных изменений температур возникают дополнительные усилия, которые при большой протяженности конструкции становятся весьма значительными. Чтобы уменьшить дополнительные усилия от изменения температуры, здания большой протяженности делят на отдельные блоки температурными швами, которые обычно совмещают с усадочными швами.

12. Коррозия железобетона и меры защиты от нее

Коррозионная стойкость элементов железобетонных конструкций зависит от плотности бетона и степени агрессивности среды. Коррозия бетона, имеющего недостаточную плотность, может происходить от воздействия фильтрующейся воды, которая растворяет составляющую часть цементного камня — гидрат окиси кальция. Наибольшей растворяющей способностью обладает мягкая вода. Внешним признаком такой коррозии бетона являются белые хлопья на его поверхности. Другой вид коррозии бетона возникает под влиянием газовой или жидкой агрессивной среды: кислых газов в сочетании с повышенной влажностью, растворов кислот, сернокислых солей и др. При взаимодействии кислоты с гидратом

окси кальция цементного камня бетон разрушается. Продукты химического взаимодействия агрессивной среды и бетона, кристаллизуясь, постепенно заполняют поры и каналы бетона. Рост кристаллов приводит к разрыву стенок пор, каналов и быстрому разрушению бетона. Наиболее вредны для бетона соли ряда кислот, особенно серной кислоты; они образуют в цементе сульфат кальция и алюминия. Сульфатоалюминат кальция, растворяясь, вытекает и образует белые подтеки на поверхности бетона. Весьма агрессивны грунтовые воды, содержащие сернокислотный кальций, а также воды с магниальными и аммиачными солями. Морская вода при систематическом воздействии оказывает вредное влияние на бетон, поскольку содержит сульфатомгnezит, хлористую магнезию и другие вредные соли.

Коррозия арматуры (ржавление) происходит в результате химического и электролитического воздействия окружающей среды; обычно она протекает одновременно с коррозией бетона; но может протекать и независимо от коррозии бетона. Продукт коррозии арматуры имеет в несколько раз больший объем, чем арматурная сталь, и создает значительное радиальное давление на окружающий слой. При этом вдоль арматурных стержней возникают трещины и отколы бетона с частичным обнажением арматуры.

Мерами защиты от коррозии железобетонных конструкций, находящихся в условиях агрессивной среды, в зависимости от степени агрессии являются: снижение фильтрующей способности бетона введением специальных добавок, повышение плотности бетона, увеличение толщины защитного слоя бетона, а также применение лакокрасочных или мастичных покрытий, оклеечной изоляции, замена портландцемента глиноземистым цементом, применение специального кислотостойкого бетона.

ГЛАВА II. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ОСНОВЫ ТЕОРИИ СОПРОТИВЛЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОНА И МЕТОДЫ РАСЧЕТА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

§ II.1. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ДАННЫЕ О РАБОТЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПОД НАГРУЗКОЙ

1. Значение экспериментальных исследований

Экспериментальные исследования по изучению совместной работы двух различных по своим физико-механическим свойствам материалов—бетона и стальной арматуры—проводились с самого начала появления железобетона. Экспериментами установлено, что нелинейные деформации бетона и трещины в растянутых зонах оказывают существенное влияние на напряженно-деформированное состояние железобетонных элементов. Допущения о линейной зависимости между напряжениями и деформациями и основанные на этих допущениях формулы сопротивления упругих материалов для железобетона часто оказываются неприемлемыми.

Теория сопротивления железобетона строится на опытных данных и законах механики и исходит из действительного напряженно-деформированного состояния элементов на различных стадиях нагружения внешней нагрузкой. По мере накопления опытных данных методы расчета железобетонных конструкций совершенствуются.

2. Три стадии напряженно-деформированного состояния

Опыты с различными железобетонными элементами—изгибаемыми, внецентренно растянутыми, внецентренно сжатыми с двузначной эпюрой напряжений —показали, что при постепенном увеличении внешней нагрузки можно наблюдать три характерные стадии напряженно-деформированного состояния: стадия I — до появления трещин в бетоне растянутой зоны, когда напряжения в бетоне меньше временного сопротивления растяжению и растягивающие усилия воспринимаются арматурой и бетоном совместно; стадия II — после появления трещин в бетоне растянутой зоны, когда растягивающие усилия в местах, где образовались трещины, воспринимаются ар-

матурой и участком бетона над трещиной, а на участках между трещинами — арматурой и бетоном совместно; стадия III — стадия разрушения, характеризующаяся относительно коротким периодом работы элемента, когда напряжения в растянутой стержневой арматуре достигают физического или условного предела текучести, в высокопрочной арматурной проволоке — временного сопротивления, а напряжения в бетоне сжатой зоны — временного сопротивления сжатию; в зависимости от сте-

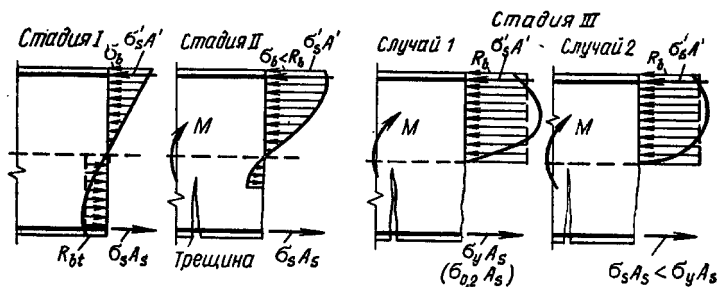


Рис. II.1. Стадии напряженно-деформированного состояния в нормальных сечениях при изгибе элемента без предварительного напряжения

пени армирования элемента последовательность разрушения зон растянутой и сжатой может изменяться.

Рассмотрим три стадии напряженно-деформированного состояния в зоне чистого изгиба железобетонного элемента при постепенном увеличении нагрузки (рис. II.1).

Стадия I. При малых нагрузках на элемент напряжения в бетоне и арматуре невелики, деформации носят преимущественно упругий характер; зависимость между напряжениями и деформациями линейная и эпюры нормальных напряжений в бетоне сжатой и растянутой зон сечения треугольные. С увеличением нагрузки на элемент в бетоне растянутой зоны развиваются неупругие деформации, эпюра напряжений становится криволинейной, напряжения приближаются к пределу прочности при растяжении. Этим характеризуется конец стадии I. При дальнейшем увеличении нагрузки в бетоне растянутой зоны образуются трещины, наступает новое качественное состояние.

Стадия II. В том месте растянутой зоны, где образовались трещины, растягивающее усилие воспринимается арматурой и участком бетона растянутой зоны над трещиной. В интервалах растянутой зоны между трещинами сцепление арматуры с бетоном сохраняется, и по мере удаления от краев трещин растягивающие напряжения в бетоне увеличиваются, а в арматуре уменьшаются. С дальнейшим увеличением нагрузки на элемент в бетоне сжатой зоны развиваются неупругие деформации, эпюра нормальных напряжений искривляется, а ордината максимального напряжения перемещается с края сечения в его глубину. Конец стадии II характеризуется началом заметных неупругих деформаций в арматуре.

Стадия III, или стадия разрушения. С дальнейшим увеличением нагрузки напряжения в стержневой арматуре достигают физического или условного предела текучести; напряжения в бетоне сжатой зоны под влиянием нарастающего прогиба элемента и сокращения высоты сжатой зоны также достигают временного сопротивления сжатию. Разрушение железобетонного элемента начинается по арматуре растянутой зоны и заканчивается раздроблением бетона сжатой зоны. Такое разрушение носит пластический характер, его называют случаем 1. Если элемент в растянутой зоне армирован высокопрочной проволокой с малым относительным удлинением при разрыве ($\sim 4\%$), то одновременно с разрывом проволоки происходит и раздробление бетона сжатой зоны, разрушение носит хрупкий характер, его также относят к случаю 1.

В элементах с избыточным содержанием растянутой арматуры — перearмированных — разрушение происходит по бетону сжатой зоны, переход из стадии II в стадию III происходит внезапно. Разрушение перearмированных сечений всегда носит хрупкий характер при неполном использовании растянутой арматуры; его называют случаем 2.

Ненапрягаемая арматура сжатой зоны сечения в стадии III испытывает сжимающие напряжения, обусловленные предельной сжимаемостью бетона $\sigma_s = \epsilon_{ub} E_s$.

Сечения по длине железобетонного элемента испытывают разные стадии напряженно-деформированного состояния; так, в зонах с небольшими изгибающими моментами — стадия I, по мере возрастания изгибающих моментов — стадия II, в зоне с максимальным изгибаю-

шим моментом — стадия III. Разные стадии напряженно-деформированного состояния железобетонного элемента могут возникать и на различных этапах — при изготовлении и предварительном обжатии, транспортировании и монтаже, действии эксплуатационной нагрузки.

При обжатии в предварительно напряженном элементе возникают довольно высокие напряжения. Под влиянием

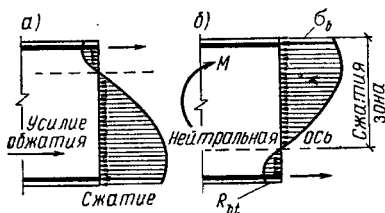


Рис. II.2. Напряжения в бетоне в нормальных сечениях при изгибе предварительно напряженного элемента

а — при обжатии; б — после приложения внешней нагрузки, стадия I

развития неупругих деформаций эпюра сжимающих напряжений приобретает криволинейное очертание. В процессе последовательного нагружения внешней нагрузкой предварительные сжимающие напряжения погашаются, а возникающие растягивающие напряжения приближаются к временному сопротивлению бетона растяжению (рис. II.2). Перемещение в глубь сечения ординаты с максимальным напряжением на криволинейной эпюре $\sigma_b = \epsilon_b E'_b$ обусловлено

последовательным увеличением значений ϵ_b и одновременным уменьшением E'_b от оси к внешнему краю сечения. Особенность напряженно-деформированного состояния предварительно напряженных элементов проявляется главным образом в стадии I. Внешняя нагрузка, вызывающая образование трещин, значительно увеличивается (в несколько раз), напряжение в бетоне сжатой зоны и высота этой зоны также значительно возрастают. Интервал между стадиями I и III сокращается. После образования трещин в стадиях II и III напряженные состояния элементов с предварительным напряжением и без него сходны.

3. Процесс развития трещин в растянутых зонах бетона

В железобетонных элементах трещины могут быть вызваны условиями твердения и усадки бетона, предва-

рительным обжатием при изготовлении, перенапряжением материалов при эксплуатации — перегрузкой, осадкой опор, изменением температуры и т. п. Трещины от перенапряжения чаще всего появляются в растянутых зонах, реже в сжатых. Трещины в растянутых зонах элементов, не заметные на глаз, появляются под нагрузкой даже в безукоризненно выполненных железобетонных конструкциях. Образование их вызывается малой растяжимостью бетона, не способного следовать за значительными удлинениями арматуры при высоких рабочих напряжениях. В предварительно напряженных конструкциях трещины появляются при сравнительно больших значениях нагрузки. Опыт эксплуатации железобетонных конструкций зданий и сооружений показывает, что при ограниченной ширине раскрытия эти трещины не опасны, и не нарушают общей монолитности железобетона.

Арматура в бетоне растянутой зоны элемента несколько сглаживает отрицательное влияние неоднородности структуры и нарушений сплошности бетона, однако при обычном содержании арматуры предельная растяжимость армированного бетона лишь незначительно превышает предельную растяжимость неармированного бетона.

Трещины в сжатых зонах обыкновенно указывают на несоответствие размеров сечения усилиям сжатия, они опасны для прочности конструкции.

В процессе развития трещин в растянутых зонах бетона различают три этапа: 1) возникновение трещин, когда они могут быть еще невидимыми; 2) образование трещин, когда они становятся видимыми невооруженным глазом, и 3) раскрытие трещин до предельно возможной величины. Можно считать, что в элементах с обычным содержанием арматуры образование трещин совпадает с их возникновением, поэтому рассматривают два этапа: 1) образование трещин и 2) раскрытие трещин.

§ II.2. РАЗВИТИЕ МЕТОДОВ РАСЧЕТА СЕЧЕНИЙ

1. Метод расчета по допускаемым напряжениям

Метод расчета прочности сечений изгибаемых элементов по допускаемым напряжениям исторически сформировался первым; в нем за основу взята стадия II напряженно-деформированного состояния и приняты следующие

щие допущения: 1) бетон растянутой зоны не работает, растягивающее напряжение воспринимается арматурой; 2) бетон сжатой зоны работает упруго, а зависимость между напряжениями и деформациями линейная согласно закону Гука; 3) нормальные к продольной оси сечения плоские до изгиба остаются плоскими после изгиба, т. е. гипотеза плоских сечений.

Как следствие этих допущений, в бетоне сжатой зоны принимается треугольная эпюра напряжений и постоянное значение отношения модулей упругости материалов $\nu = E_s/E_b$ (рис. II.3). Рассматривается приведенное одно-

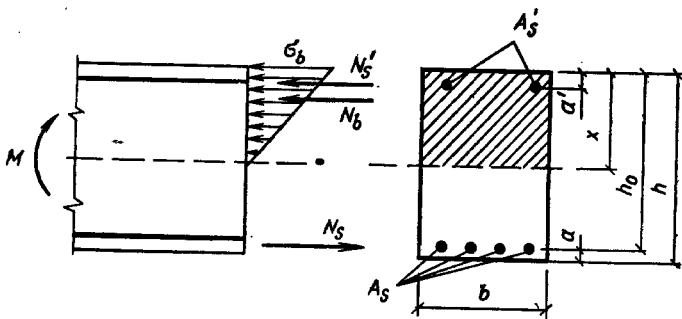


Рис. II.3. К расчету балки прямоугольного сечения по допускаемым напряжениям

родное сечение, в котором площадь сечения арматуры A_s заменяется площадью сечения бетона, равной νA_s . Исходя из равенства деформаций двух материалов

$$\epsilon_s = \sigma_s/E_s = \epsilon_b = \sigma_b/E_b,$$

с помощью числа ν устанавливается зависимость между напряжениями в арматуре и бетоне:

$$\sigma_s = \nu \sigma_b. \quad (II.1)$$

Краевое напряжение в бетоне определяется как для приведенного однородного сечения

$$\sigma_b = Mx/I_{red}; \quad (II.2)$$

напряжения в растянутой и сжатой арматуре:

$$\sigma_s = \nu \frac{M(h_0 - x)}{I_{red}}; \quad (II.3)$$

$$\sigma'_s = \nu \frac{M(x - a')}{I_{red}}, \quad (II.4)$$

где $h_0 = h - a$ — рабочая высота сечения; h — полная высота сечения; a — расстояние от оси, нормальной к плоскости изгиба и проходящей через центр тяжести сечения растянутой арматуры, до внешнего растянутого края сечения; a' — расстояние от оси, нормальной к плоскости изгиба и проходящей через центр тяжести сечений сжатой арматуры, до внешнего сжатого края сечения; x — высота сжатой зоны сечения.

Высоту сжатой зоны сечения x находят из условия, что статический момент приведенного сечения относительно нейтральной оси равен нулю:

$$S_{red} = bx^2/2 + \nu A'_s(x - a') - \nu A_s(h_0 - x) = 0. \quad (II.5)$$

Момент инерции приведенного сечения

$$I_{red} = bx^3/3 + \nu A_s(h_0 - x)^2 + \nu A'_s(x - a')^2. \quad (II.6)$$

Напряжения в бетоне и арматуре ограничивались допускаемыми напряжениями, которые устанавливались как некоторые доли временного сопротивления бетона сжатию $\sigma_b = 0,45 R$ (где R — марка бетона, принимающая равной кубиковой прочности бетона) и предела текучести арматуры $\sigma_s = 0,5\sigma_y$.

Основной недостаток метода расчета сечений по допускаемым напряжениям заключается в том, что бетон рассматривается как упругий материал. Действительное распределение напряжений в бетоне по сечению в стадии II не отвечает треугольной эпюре напряжений, а ν — число не постоянное, зависящее от значения напряжения в бетоне, продолжительности его действия и других факторов. Не помогает и установление разных значений числа ν в зависимости от марки бетона. Установлено, что действительные напряжения в арматуре меньше вычисленных. Этот метод расчета не только не дает возможности спроектировать конструкцию с заранее заданным коэффициентом запаса, но и не позволяет определить истинные напряжения в материалах. В ряде случаев приводит к излишнему расходу материалов, требует установки арматуры в бетоне сжатой зоны и др.

Особенно ярко выяснились недостатки метода при внедрении в практику новых видов бетона (тяжелых бетонов высоких марок, легких бетонов на пористых заполнителях) и арматурных сталей более высокой прочности.

2. Метод расчета сечений по разрушающим усилиям

Недостатки метода расчета по допускаемым напряжениям побудили советских ученых к выполнению специальных исследований и разработке метода расчета, который лучше отвечал бы упругопластическим свойствам железобетона. Были разработаны новые нормы и технические условия проектирования железобетонных конструкций, введенные в действие в 1938 г.

Метод расчета сечений по разрушающим усилиям исходит из стадии III напряженно-деформированного состояния при изгибе. Работа бетона растянутой зоны не учитывается. В расчетные формулы вместо допускаемых напряжений вводятся предел прочности бетона при сжатии и предел текучести арматуры. При этом отпадает необходимость в числе ν . Эпюра напряжений в бетоне сжатой зоны вначале принималась криволинейной, а затем была принята прямоугольной. Усилие, допускаемое при эксплуатации конструкции, определяется делением разрушающего усилия на общий коэффициент запаса прочности k . Так, для изгибаемых элементов

$$M = M_u/k, \quad (II.7)$$

а для сжатых элементов

$$N = N_u/k. \quad (II.8)$$

При определении разрушающих усилий элементов, работающих по случаю I, разрушение которых начинается по растянутой зоне, вместо гипотезы плоских сечений применяется принцип пластического разрушения, согласно которому и в арматуре, и в бетоне напряжения достигают предельных значений одновременно. На основании принципа пластических разрушений (впервые обоснованного советским ученым А. Ф. Лолейтом) были получены расчетные формулы разрушающих усилий изгибаемых и центрально-загруженных элементов.

Для изгибаемого элемента любой симметричной формы сечения (рис. II.4) высоту сжатой зоны определяют из уравнения равновесия внутренних усилий в стадии разрушения

$$R_n A_b + R_s A_s' = R_s A_s, \quad (II.9)$$

где R_n — временное сопротивление бетона сжатию при изгибе, которое принималось равным $1,25 R_b$; R_s — предел текучести арматуры; A_b — площадь бетона сжатой зоны сечения.

Разрушающий момент определяют как момент внутренних усилий относительно оси, проходящей через центр тяжести растянутой арматуры:

$$M_u = R_n S_b + R_s A'_s (h_0 - a'), \quad (11.10)$$

где $S_b = A_l z_b$ — статический момент площади бетона сжатой зоны относительно оси, проходящей через центр тяжести растянутой арматуры; z_b — расстояние от центра тяжести растянутой арматуры до центра тяжести площади бетона сжатой зоны.

Граница между случаем 1 и случаем 2 устанавливается на основе опытных данных: при $S'_b/S_0 \leq 0,8$ — случай 1, где S_0 — статический момент всей рабочей площади бетона относительно оси, проходящей через центр тя-

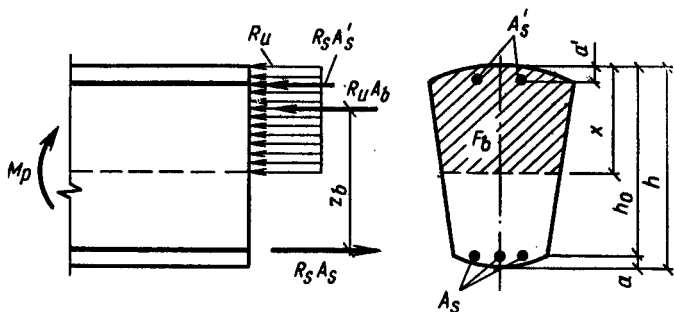


Рис. 11.4. К расчету балки любого симметричного сечения по разрушающим усилиям

жести растянутой арматуры. Для прямоугольных и тавровых сечений с полкой в сжатой зоне граничное значение высоты сжатой зоны $x = 0,55 h_0$.

Таким образом, по этому методу расчета в расчетных формулах участвует запас прочности k — единый для элемента в целом. Коэффициент запаса прочности k был установлен нормами в зависимости от причины разрушения конструкции, сочетания силовых воздействий и отношения усилий T_v от временных нагрузок к усилиям T_g от постоянных нагрузок. В случае преобладания временной нагрузки перегрузка конструкции более вероятна и коэффициент запаса должен быть больше. Так, для плит и балок при основном сочетании нагрузок и отношении $T_v/T_g \leq 2$ $k = 1,8$, при $T_v/T_g > 2$ $k = 2$ и т. д. Для сборных конструкций заводского изготовления при основных и дополнительных сочетаниях нагрузок коэффи-

циент запаса уменьшался на 0,2, но принимался не ниже 1,5.

В расчетах сечений по разрушающим усилиям внутренние усилия M , Q , N от нагрузки определяют также в стадии разрушения конструкции, т. е. с учетом образования пластических шарниров. Для многих видов конструкций — плит, неразрезных балок, рам — такого рода расчеты приводят к существенному экономическому эффекту.

Метод расчета по разрушающим усилиям, учитывающий упругопластические свойства железобетона, более правильно отражает действительную работу сечений конструкции под нагрузкой и является серьезным развитием в теории сопротивления железобетона. Большим преимуществом этого метода по сравнению с методом расчета по допускаемым напряжениям является возможность определения близкого к действительности общего коэффициента запаса прочности. При расчете по разрушающим усилиям в ряде случаев получается меньший расход арматурной стали по сравнению с расходом стали по методу допускаемых напряжений. Например, в изгибаемых элементах сжатая арматура по расчету обычно не требуется.

Недостаток метода расчета сечений по разрушающим усилиям заключается в том, что возможные отклонения фактических нагрузок и прочностных характеристик материалов от их расчетных значений не могут быть явно учтены при одном общем синтезирующем коэффициенте запаса прочности.

§ 11.3. МЕТОД РАСЧЕТА ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ

1. Сущность метода

Метод расчета конструкций по предельным состояниям является дальнейшим развитием метода расчета по разрушающим усилиям. При расчете по этому методу четко устанавливаются предельные состояния конструкций и вводится система расчетных коэффициентов, гарантирующих конструкцию от наступления этих состояний при самых неблагоприятных сочетаниях нагрузок и при наименьших значениях прочностных характеристик материалов. Прочность сечений также определяется по

стадии разрушения, но безопасность работы конструкции под нагрузкой оценивается не одним синтезирующим коэффициентом запаса, а системой расчетных коэффициентов. Конструкции, запроектированные и рассчитанные по методу предельного состояния, получаются несколько экономичнее.

2. Две группы предельных состояний

Предельными считаются состояния, при которых конструкции перестают удовлетворять предъявляемым к ним в процессе эксплуатации требованиям, т. е. теряют способность сопротивляться внешним нагрузкам и воздействиям или получают недопустимые перемещения или местные повреждения.

Железобетонные конструкции должны удовлетворять требованиям расчета по двум группам предельных состояний: по несущей способности — первая группа предельных состояний; по пригодности к нормальной эксплуатации — вторая группа предельных состояний.

Расчет по предельным состояниям первой группы выполняют, чтобы предотвратить:

- хрупкое, вязкое или иного характера разрушение (расчет по прочности с учетом в необходимых случаях прогиба конструкции перед разрушением);

потерю устойчивости формы конструкции (расчет на устойчивость тонкостенных конструкций и т. п.) или ее положения (расчет на опрокидывание и скольжение подпорных стен, внецентренно нагруженных высоких фундаментах; расчет на всплытие заглубленных или подземных резервуаров и т. п.);

усталостное разрушение (расчет на выносливость конструкций, находящихся под воздействием многократно повторяющейся нагрузки подвижной или пульсирующей: подкрановых балок, шпал, рамных фундаментах и перекрытий под неуравновешенные машины и т. п.);

разрушение от совместного воздействия силовых факторов и неблагоприятных влияний внешней среды (периодического или постоянного воздействия агрессивной среды, действия попеременного замораживания и оттаивания и т. п.).

Расчет по предельным состояниям второй группы выполняют, чтобы предотвратить:

образование чрезмерного или продолжительного рас-

крытия трещин (если по условиям эксплуатации образование или продолжительное раскрытие трещин допустимо);

чрезмерные перемещения (прогибы, углы поворота, углы перекоса и амплитуды колебаний).

Расчет по предельным состояниям конструкции в целом, а также отдельных ее элементов или частей производится для всех этапов: изготовления, транспортирования, монтажа и эксплуатации; при этом расчетные схемы должны отвечать принятым конструктивным решениям и каждому из перечисленных этапов.

3. Расчетные факторы

Расчетные факторы — нагрузки и механические характеристики бетона и арматуры (временное сопротивление, предел текучести) — обладают статистической изменчивостью (разбросом значений). Нагрузки и воздействия могут отличаться от заданной вероятности превышения средних значений, а механические характеристики материалов могут отличаться от заданной вероятности снижения средних значений. В расчетах по предельным состояниям учитывают статистическую изменчивость нагрузок и механических характеристик материалов, факторы нестатистического характера и различные неблагоприятные или благоприятные физические, химические и механические условия работы бетона и арматуры, изготовления и эксплуатации элементов зданий и сооружений. Нагрузки, механические характеристики материалов и расчетные коэффициенты нормируют.

Значения нагрузок, сопротивления бетона и арматуры устанавливают по главам СНиП «Нагрузки и воздействия» и «Бетонные и железобетонные конструкции».

4. Классификация нагрузок. Нормативные и расчетные нагрузки

В зависимости от продолжительности действия нагрузки делят на постоянные и временные. Временные нагрузки, в свою очередь, подразделяют на длительные, кратковременные, особые.

Постоянными являются нагрузки от веса несущих и ограждающих конструкций зданий и сооружений, массы и давления грунтов, воздействия предварительного напряжения железобетонных конструкций.

Длительными являются нагрузки от веса стационарного оборудования на перекрытиях — станков, аппаратов, двигателей, емкостей и т. п.; давление газов, жидкостей, сыпучих тел в емкостях; нагрузки в складских помещениях, холодильниках, архивах библиотеках и подобных зданиях и сооружениях; установленная нормами часть временной нагрузки в жилых домах, служебных и бытовых помещениях; длительные температурные технологические воздействия от стационарного оборудования; нагрузки от одного подвешного или одного мостового крана, умноженные на коэффициенты: 0,5 для кранов среднего режима работы и на 0,7 для кранов тяжелого режима работы; снеговые нагрузки для III—IV климатических районов с коэффициентами 0,3—0,6. Указанные значения крановых, некоторых временных и снеговых нагрузок составляют часть полного их значения и вводятся в расчет при учете длительности действия нагрузок этих видов на перемещения, деформации, образование трещин. Полные значения этих нагрузок относятся к кратковременным.

Кратковременными являются нагрузки от веса людей, деталей, материалов в зонах обслуживания и ремонта оборудования — проходах и других свободных от оборудования участках; часть нагрузки на перекрытиях жилых и общественных зданий; нагрузки, возникающие при изготовлении, перевозке и монтаже элементов конструкций; нагрузки от подвешных и мостовых кранов, используемых при возведении или эксплуатации зданий и сооружений; снеговые и ветровые нагрузки; температурные климатические воздействия.

К особым нагрузкам относятся: сейсмические и взрывные воздействия; нагрузки, вызываемые неисправностью или поломкой оборудования и резким нарушением технологического процесса (например, при резком повышении или понижении температуры и т. п.); воздействия неравномерных деформаций основания, сопровождающиеся коренным изменением структуры грунта (например, деформации просадочных грунтов при замачивании или вечномерзлых грунтов при оттаивании), и др.

Нормативные нагрузки устанавливаются нормами по заранее заданной вероятности превышения средних значений или по номинальным значениям. Нормативные постоянные нагрузки принимаются по проектным значениям геометрических и конструктивных параметров и по

средним значениям плотности. Нормативные временные технологические и монтажные нагрузки устанавливаются по наибольшим значениям, предусмотренным для нормальной эксплуатации; снеговые и ветровые — по средним из ежегодных неблагоприятных значений или по неблагоприятным значениям, соответствующим определенному среднему периоду их повторений.

Расчетные нагрузки для расчета конструкций на прочность и устойчивость определяют умножением нормативной нагрузки на коэффициент надежности по нагрузке γ_f , обычно большей единицы, например $g = g_n \gamma_f$. Коэффициент надежности от веса бетонных и железобетонных конструкций $\gamma_f = 1,1$; от веса конструкций из бетонов на легких заполнителях (со средней плотностью 1800 кг/м^3 и менее) и различных стяжек, засыпок, утеплителей, выполняемых в заводских условиях, $\gamma_f = 1,2$, на монтаже $\gamma_f = 1,3$; от различных временных нагрузок в зависимости от их значения $\gamma_f = 1, 2 \dots 1,4$. Коэффициент перегрузки от веса конструкций при расчете на устойчивость положения против всплытия, опрокидывания и скольжения, а также в других случаях, когда уменьшенные массы ухудшает условия работы конструкции, принят $\gamma_f = 0,9$. При расчете конструкций на стадии возведения расчетные кратковременные нагрузки умножают на коэффициент $0,8$. Расчетные нагрузки для расчета конструкций по деформациям и перемещениям (по второй группе предельных состояний) принимают равными нормативным значениям с коэффициентом $\gamma_f = 1$.

Сочетание нагрузок. Конструкции должны быть рассчитаны на различные сочетания нагрузок или соответствующие им усилия, если расчет ведется по неупругой схеме. В зависимости от состава учитываемых нагрузок различают: основные сочетания, состоящие из постоянных, длительных и кратковременных нагрузок или усилий от них; особые сочетания, состоящие из постоянных, длительных, возможных кратковременных и одной из особых нагрузок или усилий от них.

Рассматриваются две группы основных сочетаний нагрузок. При расчете конструкций на основные сочетания первой группы учитываются нагрузки постоянные, длительные и одна кратковременная; при расчете конструкций на основные сочетания второй группы учитываются нагрузки постоянные, длительные и две (или более) кратковременные; при этом значения кратковременных

нагрузок или соответствующих им усилий должны умножаться на коэффициент сочетаний, равный 0,9.

При расчете конструкций на особые сочетания значения кратковременных нагрузок или соответствующих им усилий должны умножаться на коэффициент сочетаний, равный 0,8, кроме случаев, оговоренных в нормах проектирования зданий и сооружений в сейсмических районах.

Снижение нагрузок. При расчете колонн, стен, фундаментов многоэтажных зданий временные нагрузки на перекрытия допускается снижать, учитывая степень вероятности их одновременного действия, умножением на коэффициент

$$\eta = a + 0,6/\sqrt{m}, \quad (\text{II. 11})$$

где a — принимается равным 0,3 для жилых домов, служебных зданий, общежитий и т. п. и равным 0,5 для различных залов: читальных, собраний, торговых и т. п.; m — число загруженных перекрытий над рассматриваемым сечением.

Нормами также допускается снижать временные нагрузки при расчете балок и ригелей в зависимости от площади загружаемого перекрытия.

5. Степень ответственности зданий и сооружений

Степень ответственности зданий и сооружений при достижении конструкциями предельных состояний определяется размером материального и социального ущерба. При проектировании конструкций следует учитывать коэффициент надежности по назначению γ_n , значение которого зависит от класса ответственности зданий или сооружений. На коэффициент надежности по назначению следует делить предельные значения несущей способности, расчетные значения сопротивлений, предельные значения деформаций, раскрытия трещин или умножать на этот коэффициент расчетные значения нагрузок, усилий или иных воздействий. Установлены три класса ответственности зданий и сооружений:

класс I, $\gamma_n = 1$ — здания и сооружения, имеющие обоснованное народнохозяйственное и (или) социальное значение, такие, как: главные корпуса ТЭС, АЭС, телевизионные башни, промышленные трубы высотой более 200 м, резервуары для нефтепродуктов вместимостью более 10 тыс. м³, крытые спортивные сооружения с три-

бунами, здания театров, кинотеатров, цирков, рынков, учебных заведений, детских дошкольных учреждений, музеев, государственных архивов и т. п.;

класс II, $\gamma_n = 0,95$ —здания и сооружения промышленного и гражданского строительства (не входящие в классы I и III);

класс III, $\gamma_n = 0,9$ —различные склады без процессов сортировки и упаковки, одноэтажные жилые дома, временные здания и сооружения.

6. Нормативные и расчетные сопротивления бетона

Класс бетона по прочности устанавливается с учетом статистической изменчивости прочности и принимается

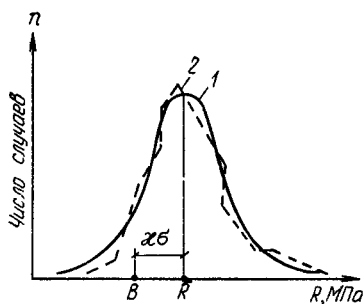


Рис. II.5. Кривые распределения
1 — теоретическая; 2 — опытная
(статистическая)

равным наименьшему контролируемому значению временного сопротивления бетона. Доверительная вероятность нормами установлена не ниже 0,95. Так, например, при испытании на сжатие партии из большого числа стандартных кубов наблюдается статистическая изменчивость прочности: n_1 кубов могут иметь временное сопротивление R_1 ; n_2 кубов — R_2 , ..., n_k кубов — R_k . Общее число кубов $n = n_1 + n_2, \dots, + n_k$.

Откладывая по оси абсцисс значения R_1, R_2, \dots, R_k , а по оси ординат — соответствующие числа n_1, n_2, \dots, n_k , получают статистическую кривую распределения (рис. II.5). Результаты испытаний подвергают статистической обработке и определяют: среднее значение временного сопротивления сжатию

$$\bar{R} = (n_1 R_1 + n_2 R_2 + \dots + n_k R_k) / n;$$

уклонения

$$\Delta_1 = R_1 - \bar{R}; \quad \Delta_2 = R_2 - \bar{R}; \quad \dots; \quad \Delta_k = R_k - \bar{R};$$

среднее квадратическое уклонение, называемое стандартом,

$$\sigma = \sqrt{(n_1 \Delta_1^2 + n_2 \Delta_2^2 + \dots + n_k \Delta_k^2) / (n - 1)}.$$

Наименьшее контролируемое значение временного сопротивления бетонных кубов при сжатии — класс бетона по прочности на сжатие B — расположено на оси абсцисс на расстоянии $\kappa\sigma$ от среднего значения \bar{R}

$$B = \bar{R} - \kappa\sigma \text{ или } B = \bar{R}(1 - \kappa v), \quad (\text{II. 12})$$

где $v = \sigma/\bar{R}$ — коэффициент вариации прочности (коэффициент изменчивости); κ — число стандартов (показатель надежности).

Опытные исследования, проведенные на заводах сборных железобетонных изделий, показали, что для тяжелых бетонов и бетонов на пористых заполнителях коэффициент вариации $v = 0,135$, который и принят в нормах.

В математической статистике с помощью $\kappa\sigma$ или κv оценивается вероятность повторения значений временного сопротивления, меньших B . Если принять $\kappa = 1,64$, то вероятно повторение значений $< B$ не более чем у 5% (и значения B не менее чем у 95%) испытанных образцов. При этом достигается нормированная обеспеченность не менее 0,95.

Нормативными сопротивлениями бетона являются: сопротивление осевому сжатию призм — призмная прочность R_{bn} , сопротивление осевому растяжению R_{btn} , которые определяются в зависимости от класса бетона по прочности, при обеспеченности 0,95.

Нормативная призмная прочность определяется по эмпирической формуле

$$R_{bn} = B(0,77 - 0,00125B), \quad (\text{II. 13})$$

но не менее $0,72 B$.

Нормативное сопротивление осевому растяжению R_{btn} определяется в соответствии с зависимостью (I.2) и с понижающим коэффициентом

$$R_{btn} = 0,5k \sqrt[3]{B^2}, \quad (\text{II. 14})$$

где $k = 0,8$ — для бетонов класса В35 и ниже, $k = 0,7$ для бетонов класса В 40 и выше.

При контроле класса бетона по прочности на осевое растяжение нормативное сопротивление бетона осевому растяжению R_{btn} принимают равным его гарантированной прочности (классу) на осевое растяжение.

Значения нормативных сопротивлений бетона с округлением приведены в прил. III.

Расчетные сопротивления бетона для расчета по первой группе предельных состояний определяют делением нормативных сопротивлений на соответствующие коэффициенты надежности по бетону при сжатии $\gamma_{bc}=1,3$ при растяжении $\gamma_{bt}=1,5$, а при контроле прочности на растяжение $\gamma_{bt}=1,3$. Расчетное сопротивление бетона осевому сжатию

$$R_b = R_{bn}/\gamma_{bc}; \quad (II. 15)$$

расчетное сопротивление бетона осевому растяжению

$$R_{bt} = R_{btn}/\gamma_{bt}. \quad (II. 16)$$

Расчетное сопротивление сжатию тяжелого бетона классов В50, В55, В60 умножают на коэффициенты, учитывающие особенность механических свойств высокопрочного бетона (снижение деформаций ползучести), соответственно равные 0,95; 0,925 и 0,9.

Значения расчетных сопротивлений бетона с округлением приведены в прил. I.

При расчете элементов конструкций расчетные сопротивления бетона R_b и R_{bt} уменьшают, а в отдельных случаях увеличивают умножением на соответствующие коэффициенты условий работы бетона γ_{bi} , учитывающие особенности свойств бетонов: длительность действия нагрузки и ее многократную повторяемость; условия, характер и стадию работы конструкции; способ ее изготовления, размеры сечения и т. п. Значения коэффициентов γ_{bi} приведены в прил. II.

Расчетные сопротивления бетона для расчета по второй группе предельных состояний устанавливают при коэффициенте надежности по бетону $\gamma_b=1$, т. е. принимают равными нормативным значениям $R_{b,ser}=R_{bn}$; $R_{bt,ser}=R_{btn}$ и вводят в расчет с коэффициентом условий работы бетона $\gamma_{bi}=1$, за исключением случаев расчета железобетонных элементов по образованию трещин при действии многократно повторной нагрузки, когда следует вводить коэффициент γ_{bi} .

7. Нормативные и расчетные сопротивления арматуры

Нормативные сопротивления арматуры R_{sn} устанавливают с учетом статистической изменчивости прочности и принимают равными наименьшему контролируемому значению: для стержневой арматуры — физического предела текучести σ_y или условного предела текучести $\sigma_{0,2}$,

для проволочной арматуры — условного предела текучести $\sigma_{0,2} = 0,8 \sigma_u$. Нормами установлена доверительная вероятность нормативного сопротивления арматуры 0,95. Значения нормативных сопротивлений для различных классов стержневой и проволочной арматуры приведены в табл. 1 и 2 прил. V.

Таблица II.1. Коэффициенты безопасности по арматуре γ_s при расчете конструкций по предельным состояниям первой группы

Вид арматуры	Значения γ_s
Стержневая классов:	
A-I и A-II	1,05
A-III, диаметрами 6—8 мм	1,10
A-III и Ат-III	1,07
A-IV и Ат-IVC, A-V и Ат-V	1,15
A-VI и Ат-VI	1,20
Проволочная классов:	
Bp-I	1,10
B-II и Bp-II	1,20
K-7 и K-19	1,20

Расчетные сопротивления арматуры растяжению для расчета по первой группе предельных состояний определяют делением нормативных сопротивлений на соответствующие коэффициенты надежности по арматуре

$$R_s = R_{sn} / \gamma_s. \quad (\text{II.17})$$

Коэффициенты надежности по арматуре принимают по табл. II.1.

Значения расчетных сопротивлений арматуры растяжению приведены в табл. 1 и 2 прил. V.

Расчетные сопротивления арматуры сжатию R_{sc} , используемые в расчете конструкций по первой группе предельных состояний, при сцеплении арматуры с бетоном принимают равными соответствующим расчетным сопротивлениям арматуры растяжению R_s , но не более 400 МПа (исходя из предельной сжимаемости бетона ϵ_{ub}). При расчете конструкций, для которых расчетное сопротивление бетона принято при длительном действии нагрузки с учетом коэффициента условий работы $\gamma_{b2} < 1$, допускается принимать: $R_{sc} = 450$ МПа при арматуре классов A-IV, Ат-IVC; $R_{sc} = 500$ МПа при арматуре классов A-V, Ат-V, A-VI, Ат-VI, B-II, Bp-II, K-7, K-19

(поскольку при длительном действии нагрузки предельная сжимаемость бетона несколько увеличивается). При этом должны соблюдаться специальные конструктивные требования по установке поперечной арматуры, предохраняющей продольную сжатую арматуру от выпучивания, с шагом не более чем 500 мм или не более удвоенной ширины данной грани элемента. При отсутствии сцепления арматуры с бетоном $R_{sc}=0$.

При расчете элементов конструкций расчетные сопротивления арматуры снижаются или в отдельных случаях повышаются умножением на соответствующие коэффициенты условий работы γ_{si} , учитывающие возможность неполного использования ее прочностных характеристик в связи с неравномерным распределением напряжений в сечении, низкой прочностью бетона, условиями анкеровки, наличием загибов, характером диаграммы растяжения стали, изменением ее свойств в зависимости от условий работы конструкции и т. п.

При расчете элементов на действие поперечной силы расчетные сопротивления поперечной арматуры снижают введением коэффициента условий работы $\gamma_{s1}=0,8$, учитывающего неравномерность распределения напряжений в арматуре по длине наклонного сечения. Кроме того, для сварной поперечной арматуры из проволоки классов Вр-I и стержневой арматуры класса А-III введен коэффициент $\gamma_{s2}=0,9$, учитывающий возможность хрупкого разрушения сварного соединения хомутов. Значения расчетных сопротивлений поперечной арматуры при расчете на поперечную силу R_{sw} с учетом коэффициентов γ_{si} приведены в табл. 1 и 2 прил. V.

Кроме того, расчетные сопротивления R_s , R_{sc} и R_{sw} следует умножать на коэффициенты условий работы: γ_{s3} , γ_{s4} — при многократном приложении нагрузки (см. гл. VIII); $\gamma_{s5}=l_x/l_p$ или $\gamma_{s5}=l_x/l_{an}$ — в зоне передачи напряжений и в зоне анкеровки ненапрягаемой арматуры без анкеров; γ_{s6} — при работе высокопрочной арматуры при напряжениях выше условного предела текучести $\sigma_{0,2}$.

Расчетные сопротивления арматуры для расчета по второй группе предельных состояний устанавливаются при коэффициенте надежности по арматуре $\gamma_s=1$, т. е. принимают равными нормативным значениям $R_{s,ser}=R_{sn}$ и вводят в расчет с коэффициентом условий работы арматуры $\gamma_{si}=1$.

В. Три категории требований к трещиностойкости железобетонных конструкций

Трещиностойкостью железобетонной конструкции называют ее сопротивление образованию трещин в стадии I напряженно-деформированного состояния или сопротивление раскрытию трещин в стадии II напряженно-деформированного состояния.

К трещиностойкости железобетонной конструкции или ее частей предъявляются при расчете различные требования в зависимости от вида применяемой арматуры. Эти требования относятся к нормальным и наклонным к продольной оси элемента трещинам и подразделяются на три категории:

первая категория — не допускается образование трещин;

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

третья категория — допускается ограниченное по ширине непродолжительное и продолжительное раскрытие трещин.

Непродолжительным считается раскрытие трещин при действии постоянных, длительных и кратковременных нагрузок; продолжительным считается раскрытие трещин при действии только постоянных и длительных нагрузок. Предельная ширина раскрытия трещин (a_{crcl} — непродолжительная и a_{crc2} — продолжительная), при которой обеспечиваются нормальная эксплуатация зданий, коррозионная стойкость арматуры и долговечность конструкции, в зависимости от категории требований по трещиностойкости не должна превышать 0,05—0,4 мм (табл. II.2).

Предварительно напряженные элементы, находящиеся под давлением жидкости или газов (резервуары, напорные трубы и т. п.), при полностью растянутом сечении со стержневой или проволочной арматурой, а также при частично сжатом сечении с проволочной арматурой диаметром 3 мм и менее должны отвечать требованиям первой категории. Другие предварительно напряженные элементы в зависимости от условий работы конструкции и вида арматуры должны отвечать требованиям второй или третьей категории. Конструкции без предварительного напряжения, армированные стержневой арматурой

Т а б л и ц а 11.2. Категории требований к трещиностойкости железобетонных конструкций или их частей в зависимости от условий работы и вида арматуры

		Категория требований к трещиностойкости конструкций и предельная непродолжительная $a_{сгс1}$ и продолжительная $a_{сгс2}$ ширина раскрытия трещин при арматуре		
Условия работы конструкций	<p>стержневой классов А-1, А-II, А-III Ат-III</p> <p>стержневой классов А-IV, Ат-IVС, А-V, Ат-V, А-VI, проволочной класса Вр-I</p>	<p>стержневой классов Ат-VI, проволочной классов В-II, Вр-II, К-7 и К-19 при диаметре наружной проволоки 3,5 мм и более</p>	<p>проволочной классов В-II и Вр-II при диаметре проволоки 3 мм, классов К-7 и К-19 при диаметре наружной проволоки 3 мм и менее</p>	
Элементы, находящиеся под давлением жидкостей или газов, при полностью растянутом сечении	Третья категория, $a_{сгс1} = 0,2$ мм $a_{сгс2} = 0,1$ >	Первая категория		
То же, при частично сжатом сечении	Третья категория, $a_{сгс1} = 0,3$ мм $a_{сгс2} = 0,2$ >	Первая категория		
Элементы, находящиеся под давлением сыпучих тел	Третья категория, $a_{сгс1} = 0,3$ мм $a_{сгс2} = 0,2$ >	Первая категория		
Прочие элементы, эксплуатируемые на открытом воздухе	Третья категория, $a_{сгс1} = 0,4$ мм $a_{сгс2} = 0,3$	Первая категория		
То же, в закрытом помещении	Третья категория, $a_{сгс1} = 0,4$ мм $a_{сгс2} = 0,3$ >	Первая категория		
		Вторая категория, $a_{сгс1} = 0,1$ мм	Вторая категория, $a_{сгс1} = 0,1$ мм	Первая категория
		Вторая категория, $a_{сгс1} = 0,15$ мм	Вторая категория, $a_{сгс1} = 0,15$ мм	Вторая категория, $a_{сгс1} = 0,05$ мм
		Третья категория, $a_{сгс1} = 0,15$ мм	Третья категория, $a_{сгс1} = 0,15$ мм	Вторая категория, $a_{сгс1} = 0,05$ мм
				Вторая категория, $a_{сгс1} = 0,15$ мм

классов А-I, А-II, А-III, Ат-III, должны отвечать требованиям третьей категории. Категории требований к трещиностойкости железобетонных конструкций в зависимости от условий работы и вида арматуры приведены в табл. II.2.

Эти требования по трещиностойкости должны удовлетворяться и при расчете элементов на усилия, возникающие при транспортировании и монтаже.

Порядок учета нагрузок при расчете по трещиностойкости зависит от категории требований по трещиностойкости: при требованиях первой категории расчет ведут по расчетным нагрузкам с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f > 1$ (как при расчете на прочность); при требованиях второй и третьей категорий расчет ведут на действие нагрузок с коэффициентом $\gamma_f = 1$. Расчет по образованию трещин для выяснения необходимости проверки по кратковременному раскрытию трещин при требованиях второй категории выполняют на действие расчетных нагрузок с коэффициентом $\gamma_f > 1$; расчет по образованию трещин для выяснения необходимости проверки по раскрытию трещин при требованиях третьей категории выполняют на действие нагрузок с коэффициентом $\gamma_f = 1$. В расчете по трещиностойкости учитывают совместное действие всех нагрузок, кроме особых. Особые нагрузки учитывают в расчете по образованию трещин в тех случаях, когда трещины приводят к катастрофическому положению. Расчет по закрытию трещин при требованиях второй категории производят на действие постоянных и длительных нагрузок с коэффициентом $\gamma_f = 1$. Порядок учета нагрузок приведен в табл. II.3.

На концевых участках предварительно напряженных элементов в пределах длины зоны передачи напряжений с арматуры на бетон l_p не допускается образование трещин при совместном действии всех нагрузок (кроме особых), вводимых в расчет с коэффициентом $\gamma_f = 1$. Это требование вызвано тем, что преждевременное образование трещин в бетоне на концевых участках элементов может привести к выдергиванию арматуры из бетона под нагрузкой и внезапному разрушению.

Трещины, если они возникают при изготовлении, транспортировании и монтаже в зоне, которая впоследствии под нагрузкой будет сжатой, приводят к снижению усилий образования трещин в растянутой при эксплуатации зоне, увеличению ширины их раскрытия и

Т а б л и ц а 11.3. Порядок учета нагрузок при расчете по трещиностойкости

Категория требований к трещиностойкости железобетонных конструкций	По образованию трещин	По раскрытию трещин		По закрытию трещин
		непродолжительному	продолжительному	
Первая	Совместное воздействие всех нагрузок (кроме особых) при коэффициенте надежности по нагрузке $\gamma_f > 1$ (как при расчете на прочность)	—	—	—
Вторая	Совместное воздействие всех нагрузок (кроме особых) при коэффициенте $\gamma_f > 1$ (расчет производится для выяснения необходимости проверки по непродолжительному раскрытию трещин и по их закрытию)	Совместное воздействие всех нагрузок (кроме особых) при коэффициенте $\gamma_f = 1$	—	Совместное воздействие постоянных и длительных нагрузок при коэффициенте $\gamma_f = 1$
Третья	Совместное воздействие всех нагрузок (кроме особых) при коэффициенте $\gamma_f = 1$ (расчет производится для выяснения необходимости проверки по раскрытию трещин)	То же	Совместное воздействие всех нагрузок (кроме особых) при коэффициенте $\gamma_f = 1$	—

увеличению прогибов. Влияние этих трещин учитывается в расчетах конструкций. Для элементов, работающих в условиях действия многократно повторных нагрузок и рассчитываемых на выносливость, образование таких трещин не допускается.

9. Основные положения расчета

Предельные состояния первой группы. В расчетах на прочность исходят из III стадии напряженно-деформированного состояния. Сечение конструкции обладает необходимой прочностью, если усилия от расчетных нагрузок не превышают усилий, воспринимаемых сечением при расчетных сопротивлениях материалов с учетом коэффициента условий работы. Усилие от расчетных нагрузок T (например, изгибающий момент или продольная сила) является функцией нормативных нагрузок, коэффициентов надежности и других факторов C (расчетной схемы, коэффициента динамичности и др.). Усилие, воспринимаемое сечением T_{per} , является, в свою очередь, функцией формы и размеров сечения S , прочности материалов R_{bn} , R_{sn} , коэффициентов надежности по материалам γ_b , γ_s и коэффициентов условий работы γ_{bi} , γ_{si} .

Условие прочности выражается неравенством

$$T(g_n, v_n, \gamma_f, \gamma_n, C) \leq T_{per}(SR_{bn}, \gamma_b, \gamma_{bi}, R_{sn} \gamma_s, \gamma_{si}), \quad (II.18)$$

поскольку $g_n \gamma_f = g$; $v_n \gamma_f = v$; $R_{bn} \gamma_b = R_b$; $R_{sn} \gamma_s = R_s$, можно записать короче

$$T(g, v, C, \gamma_n) \leq T_{per}(S, R_b, \gamma_{bi}, R_s, \gamma_{si}). \quad (II.19)$$

Предельные состояния второй группы. Расчет по образованию трещин, нормальных и наклонных к продольной оси элемента, производят для проверки трещиностойкости элементов, к которым предъявляют требования первой категории, а также чтобы установить, появляются ли трещины в элементах, к трещиностойкости которых предъявляют требования второй и третьей категории. Считается, что трещины, нормальные к продольной оси, не появляются, если усилие T (изгибающий момент или продольная сила) от действия нагрузок не будет превосходить усилия T_{crc} , которое может быть воспринято сечением элемента

$$T \leq T_{crc}. \quad (II.20)$$

Порядок учета нагрузок и значения коэффициента γ_f при определении усилия T приведены в табл. II.3.

Считается, что трещины, наклонные к продольной оси элемента, не появляются, если главные растягивающие напряжения в бетоне не превосходят расчетных значений.

Расчет по раскрытию трещин, нормальных и наклонных к продольной оси, заключается в определении ширины раскрытия трещин на уровне растянутой арматуры и сравнении ее с предельной шириной раскрытия. Данные о предельной ширине раскрытия трещин приведены в табл. II.3.

Расчет по перемещениям заключается в определении прогиба элемента от нагрузок с учетом длительности их действия и сравнении его с предельным прогибом.

$$f < [f_{lim}]. \quad (II.20a)$$

Предельные прогибы устанавливаются различными требованиями: технологическими, обусловленными нормальной работой кранов, технологических установок, машин и т. п.; конструктивными, обусловленными влиянием соседних элементов, ограничивающих деформации, необходимостью выдерживать заданные уклоны и т. п.; эстетическими.

Предельные прогибы предварительно напряженных элементов могут быть увеличены на высоту выгиба, если это не ограничивается технологическими или конструктивными требованиями.

Порядок учета нагрузок при расчете прогибов установлен следующий: при ограничении технологическими или конструктивными требованиями — на действие постоянных, длительных и кратковременных нагрузок; при ограничении эстетическими требованиями — на действие постоянных и длительных нагрузок. При этом коэффициент надежности по нагрузке принимается $\gamma_f = 1$.

Предельные прогибы, установленные нормами для различных железобетонных элементов, приведены в табл. II.4. Предельные прогибы консолей, отнесенные к вылету консоли, принимаются вдвое большими.

Кроме того, должен выполняться дополнительный расчет по зыбкости для не связанных с соседними элементами железобетонных плит перекрытий, лестничных маршей, площадок и т. п.: добавочный прогиб от кратко- временно действующей сосредоточенной нагрузки 1000 Н

Таблица II.4. Предельные прогибы железобетонных элементов

Элемент	Предельный прогиб в долях пролета	Учитываемые в расчете нагрузки при $\gamma_f = 1$
Подкрановые балки при электрических кранах	1/600	Постоянные, длительные и кратковременные
Перекрытия с плоским потолком и покрытия при пролетах: $l < 6$ м $6 \text{ м} < l \leq 7,5$ м $l > 7,5$ м	1/200 3 см 1/250	Постоянные и длительные
Перекрытия с ребристым потолком и лестницы при пролетах: $l < 5$ м $5 \text{ м} < l < 10$ м $l > 10$ мм	1/200 2,5 см 1/400	То же
Навесные стеновые панели (при расчете из плоскости) при пролетах: $l < 6$ м $6 \text{ м} \leq l \leq 7,5$ м $l > 7,5$ м	1/200 3 см 1/250	Постоянные, длительные и кратковременные

при наиболее невыгодной схеме ее приложения не должен превышать 0,7 мм.

§ II.4. ПРЕДВАРИТЕЛЬНЫЕ НАПРЯЖЕНИЯ В АРМАТУРЕ И БЕТОНЕ

1. Значения предварительных напряжений

Создаваемое искусственно предварительное напряжение в арматуре и бетоне имеет весьма существенное значение для последующей работы элементов под нагрузкой. При малых предварительных напряжениях в арматуре и малом обжатии бетона эффект предварительного напряжения с течением времени будет утрачен вследствие релаксации напряжений в арматуре, усадки и ползучести бетона и других технологических и конструктивных факторов. При высоких напряжениях в арматуре, близких к нормативному сопротивлению, в проволочной арматуре возникает опасность разрыва при натяжении, а в горячекатаной — опасность развития значительных остаточных деформаций. На основании исследований, опыта изготовления и эксплуатации предвари-

тельно напряженных элементов значения предварительного напряжения σ_p и σ_p соответственно в арматуре, расположенной в зонах, растянутой и сжатой от действия внешней нагрузки, установлено нормами с учетом предельных отклонений так, чтобы выполнялось условие

$$\sigma_{sp} + \Delta\sigma_{sp} \leq R_{sn}; \quad \sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp} \geq 0,3R_{sn}, \quad (II.21)$$

где $\Delta\sigma_{sp} = 0,05 \sigma_{sp}$ — при механическом способе натяжения; $\Delta\sigma_{sp} = (30 + 360/l)$ — при электротермическом способе натяжения; l — длина натягиваемого стержня, м (расстояние между наружными гранями упоров); $\Delta\sigma_{sp}$, МПа

При натяжении арматуры электротермическим способом во избежание потери упрочнения температура нагрева не должна превышать 300—350 °С.

Начальное контролируемое напряжение в арматуре при натяжении на упоры с учетом потерь от деформации анкеров σ_3 и трения об огибающие приспособления σ_4 равно:

$$\sigma_{con} = \sigma_{sp} - \sigma_3 - \sigma_4; \quad \sigma'_{con} = \sigma'_{sp} - \sigma'_3 - \sigma'_4. \quad (II.22)$$

Начальное контролируемое напряжение при натяжении на бетон (с учетом того, что часть усилия тратится на обжатие бетона)

$$\sigma_{con} = \sigma_{sp} - \nu\sigma_{bp}; \quad \sigma'_{con} = \sigma'_{sp} - \nu\sigma'_{bp}, \quad (II.23)$$

где σ_{bp} , σ'_{bp} — напряжение в бетоне при обжатии (с учетом первых потерь).

Возможные производственные отклонения от заданного значения предварительного напряжения арматуры учитываются в расчетах коэффициентом точности натяжения арматуры

$$\gamma_{sp} = 1 \pm \Delta\gamma_{sp}, \quad (II.24)$$

где $\Delta\gamma_{sp}$ — предельное отклонение предварительного напряжения в арматуре; знак плюс принимается при неблагоприятном влиянии предварительного напряжения, например в расчетах на прочность для арматуры, расположенной в зоне, сжатой при действии нагрузки, а также в расчетах для стадии изготовления и монтажа элемента; знак минус — при благоприятном;

$$\Delta\gamma_{sp} = 0,5 \frac{\Delta\sigma_{sp}}{\sigma_{sp}} \left(1 + \frac{1}{\sqrt{n_p}} \right), \quad (II.25)$$

где n_p — число напрягаемых стержней в сечении элемента.

Нормами допускается принимать $\Delta\gamma_{sp}=0$ при расчете потерь предварительного напряжения арматуры и при расчете по раскрытию трещин и по перемещениям.

Передаточная прочность бетона, или кубиковая прочность бетона, к моменту обжатия R_{bp} устанавливается так, чтобы при обжатии не создавался слишком высокий уровень напряжения σ_{bp}/R_{bp} , сопровождающийся значительными деформациями ползучести и потерей предварительного напряжения в арматуре. Рекомендуются принимать R_{bp} по расчету, но не менее 11 МПа, при стержневой арматуре класса Ат-VI и арматурных канатах — не менее 15,5 МПа, а также не менее 50 % прочности класса бетона.

С этой же целью ограничиваются напряжения в бетоне σ_{bp} при обжатии; они не должны превышать предельных значений в долях от передаточной прочности бетона R_{bp} , указанных в табл. II.5. Если напряжение обжатия

Таблица II.5. Предельные напряжения обжатия в бетоне предварительно напряженных элементов (при расчетной зимней температуре наружного воздуха выше -40°C)

Напряженное состояние сечения	Способ натяжения арматуры	Напряженное обжатия в бетоне, доли от R_{bp} , не более	
		при центральном обжатии	при внецентренном обжатии
Напряженное обжатия уменьшается при действии внешней нагрузки	На упоры » бетон	0,65	0,75
		0,55	0,65
Напряжение обжатия увеличивается при действии внешней нагрузки	» упоры » бетон	0,5	0,55
		0,45	0,5

тия σ_{bp} при действии внешней нагрузки уменьшается (как это чаще всего происходит), то при внецентренном обжатии и натяжении на упоры $\sigma_{bp} \leq 0,75R_{bp}$.

Для предварительно напряженных элементов в зависимости от вида и класса напрягаемой арматуры, ее диаметра и наличия анкеров класс бетона устанавливается по табл. II.6. С увеличением диаметра и расчетного сопротивления арматуры увеличиваются и принимаемые классы бетона.

Таблица II.6. Классы бетона, принимаемые для предварительно напряженных элементов

Вид напрягаемой арматуры	Класс бетона
Проволочная:	
класса В-II с анкерами	В20
класса Вр-II без анкеров диаметром до 5 мм (вкл.)	В20
то же, 6 мм и более	В30
арматурные канаты классов К-7 и К-19	В30
Стержневая периодического профиля без анкеров диаметром от 10 до 18 мм (вкл.) классов:	
А-IV и Ат-IVC	В15
А-V и Ат-V	В20
А-VI	В25
То же, диаметром 20 мм и более классов:	
А-IV и Ат-IVC	В20
А-V и Ат-V	В30
А-VI и Ат-VI	В30

2. Потери предварительных напряжений в арматуре

Начальные предварительные напряжения в арматуре не остаются постоянными, с течением времени они уменьшаются. Различают первые потери предварительного напряжения в арматуре, происходящие при изготовлении элемента и обжатии бетона, и вторые потери, происходящие после обжатия бетона.

Первые потери

1. Потери от релаксации напряжений в арматуре при натяжении на упоры зависят от способа натяжения и вида арматуры:

при механическом способе натяжения, МПа: высокопрочной арматурной проволоки и канатов $\sigma_1 = [0,22 \times (\sigma_{sp}/R_{sn}) 0,1] \sigma_{sp}$, стержневой арматуры $\sigma_1 = 0,1 R_{sn} - 20$;

при электротермическом и электротермомеханическом способах натяжения: высокопрочной арматурной проволоки и канатов $\sigma_1 = 0,05 \sigma_{sp}$, стержневой арматуры $\sigma_1 = 0,03 \sigma_{sp}$ (здесь σ_{sp} — без учета потерь).

2. Потери от температурного перепада, т. е. от разности температуры натянутой арматуры и устройств, воспринимающих усилие натяжения при пропаривании или прогреве бетона:

$$\sigma_2 = 1,25\Delta t,$$

где Δt — разность между температурой арматуры и упоров, воспринимающих усилия натяжения, °С; при отсутствии данных принимают $\Delta t = 65$ °С.

3. Потери от деформации анкеров, расположенных у натяжных устройств вследствие обжатия шайб, смятия высаженных головок, смещения стержней в зажимах или в захватах при механическом натяжении на упоры

$$\sigma_3 = (\lambda/l) E_s,$$

где $\lambda = 2$ мм — при обжатии опрессованных шайб или смятии высаженных головок; $\lambda = 1,25 + 0,15d$ — при смещении стержней в инвентарных зажимах; d — диаметр стержня, мм; l — длина натягиваемого стержня, мм (расстояние между наружными гранями упоров формы или стенда). При электротермическом натяжении $\sigma_3 = 0$.

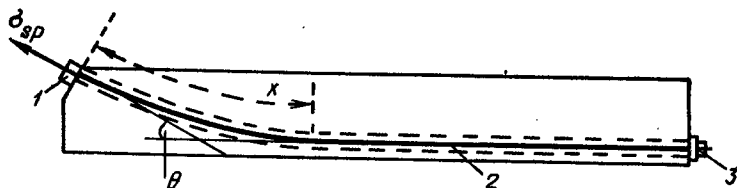


Рис. II.6. К определению потерь предварительного напряжения арматуры от трения о стенки канала

1 — натяжное устройство; 2 — элемент арматуры в канале; 3 — анкер

При натяжении на бетон

$$\sigma_3 = [(\lambda_1 + \lambda_2)/l] E_s,$$

где λ_1 — обжатие шайб, расположенных между анкерами и бетоном элемента, принимаемое равным 1 мм; λ_2 — смещение анкеров стаканного типа, колодок с пробками, анкерных гаек и захватов, принимаемое равным 1 мм; l — длина натягиваемого стержня (длина элемента).

4. Потери от трения арматуры:

а) о стенки каналов или поверхность конструкции при натяжении на бетон (рис. II.6)

$$\sigma_4 = \sigma_{sp} (1 - e^{-kx - \mu\theta}),$$

где x — длина участка каната; e — основание натурального логарифма; θ — суммарный угол поворота оси арматуры на криволинейном участке, рад; μ — коэффициент трения; k — коэффициент, учитывающий отклонение каната от проектного положения; значения этих коэффициентов приведены в табл. II.7;

Таблица II.7. Значения коэффициентов k и μ

Канал	k	μ при арматуре в виде	
		пучков, канатов	стержней периодического профиля
С металлической поверхностью	0,003	0,35	0,4
С бетонной поверхностью: образован жестким каналобразователем	0	0,55	0,65
образован гибким каналобразователем	0,0015	0,55	0,65

б) об огибающие приспособления при натяжении на упоры

$$\sigma_4 = \sigma_{sp} (1 - e^{-0,25\theta}),$$

где θ — сумма углов поворота оси арматуры, рад.

5. Потери от деформации стальных форм при изготовлении предварительно напряженных элементов с натяжением арматуры домкратами

$$\sigma_5 = \frac{n-1}{2n} \frac{\Delta l}{l} E_s,$$

где Δl — сближение упоров по оси равнодействующей силы обжатия, определяемое из расчета формы; l — расстояние между наружными гранями упоров; n — число групп стержней, натягиваемых одновременно.

При отсутствии данных о конструкции форм принимают $\sigma_5 = 25$ МПа. При натяжении на упоры намоточной машиной значение σ_5 уменьшают вдвое; при электротермическом натяжении $\sigma_5 = 0$.

6. Потери от быстронатекающей ползучести бетона зависят от условий твердения, уровня напряжений и класса бетона; развиваются они при обжатии (и в первые 2—3 ч после обжатия). При естественном твердении:

$$\sigma_6 = 40 \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} \text{ при } \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} \leq \alpha;$$

$$\sigma_6 = 40\alpha + 90\beta \left(\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} - \alpha \right) \text{ при } \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} > \alpha,$$

где α , β — коэффициенты, принимаемые при передаточной прочности бетона R_{bp} :

30 и выше	$\alpha = 0,75$	$\beta = 1,2;$
25	$\alpha = 0,7$	$\beta = 1,35;$
20	$\alpha = 0,65$	$\beta = 2,5;$
15 и ниже	$\alpha = 0,6$	$\beta = 2,5;$

σ_{br} — напряжение обжатия в бетоне на уровне центра тяжести напрягаемой арматуры A_s и A'_s от действия усилия предварительного обжатия P с учетом потерь $\sigma_{1,2,3,4,5}$; при тепловой обработке и атмосферном давлении потери умножают на коэффициент 0,85.

Вторые потери

7. Потери от релаксации напряжений в арматуре при натяжении на бетон высокопрочной арматурной проволоки и стержневой арматуры принимаются такими же, как и при натяжении на упоры, т. е. $\sigma_7 = \sigma_1$.

8. Потери от усадки бетона и укорочения элемента зависят от вида бетона, способа натяжения арматуры, условий твердения. Значения σ_8 приведены в табл. II.8.

Таблица II.8. Потери напряжений в арматуре от усадки бетона, МПа

Бетон	Натяжение на		
	упоры		бетон
	естественное твердение	тепловая обработка при атмосферном давлении	
Тяжелый класса: В35 и ниже	40	35	30
В40	50	40	35
В45 и выше	60	50	40
Легкий при мелком заполнителе:			
а) плотном	50	45	—
б) порнстом, кроме вспученного перлитового песка	65	55	—
в) вспученном перлитовом песке	90	80	—

9. Потери от ползучести бетона (следствие соответствующего укорочения элемента) зависят от вида бетона, условий твердения, уровня напряжений: для тяжелого бетона и легкого бетона по п. «а» табл. II.8:

$$\sigma_9 = 150\alpha\sigma_{br}/R_{br} \text{ при } \sigma_{br}/R_{br} \leq 0,75;$$

$$\sigma_9 = 300\alpha(\sigma_{br}/R_{br} - 0,5) \text{ при } \sigma_{br}/R_{br} > 0,75;$$

где σ_{br} определяют так же, как и при определении потерь от быстроснатекающей ползучести с учетом σ_6 ; $\alpha = 1$ — при естественном твердении бетона; $\alpha = 0,85$ — при тепловой обработке и атмосферном давлении.

10. Потери от смятия бетона под витками спиральной или кольцевой арматуры (при диаметре труб, резервуаров до 3 м)

$$\sigma_{10} = 30.$$

11. Потери от деформаций обжатия стыков между блоками сборных конструкций

$$\sigma_{11} = (n\lambda/l) E_s,$$

где λ — обжатие стыка, равное 0,3 мм при заполнении стыков бетоном и равное 0,5 мм при соединении насухо; n — число швов конструкции по длине натягиваемой арматуры; l — длина натягиваемой арматуры, м.

Потери от усадки σ_8 и ползучести σ_9 существенно зависят от времени и влажности среды. Если заранее известен фактический срок загрузки конструкции, эти потери умножают на коэффициент

$$\beta = 4t/(100 + 3t), \text{ но не более } 1,$$

где t — время, отсчитываемое со дня окончания бетонирования элемента (для σ_8) или со дня обжатия бетона (для σ_9), сут.

Для конструкций, эксплуатируемых при влажности воздуха окружающей среды ниже 40 %, потери от усадки и ползучести бетона увеличиваются на 25 %. Для конструкций, эксплуатируемых в районах с сухим жарким климатом, эти потери увеличиваются на 50 %.

При натяжении арматуры на упоры учитывают:

первые потери — от релаксации напряжений в арматуре, температурного перепада, деформации анкеров, трения арматуры об огибающие приспособления, деформации стальных форм, деформации бетона от быстронатекающей ползучести $\sigma_{los1} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_4 + \sigma_5 + \sigma_6$;

вторые потери — от усадки и ползучести $\sigma_{los2} = \sigma_8 + \sigma_9$.

При натяжении арматуры на бетон учитывают:

первые потери — от деформации анкеров, трения арматуры о стенки каналов (или поверхности бетона конструкций) $\sigma_{los1} = \sigma_3 + \sigma_4$;

вторые потери — от релаксации напряжений в арматуре, усадки и ползучести бетона, смятия бетона под витками арматуры, деформации стыков между блоками (для сборных конструкций, состоящих из блоков) $\sigma_{los2} = \sigma_7 + \sigma_8 + \sigma_9 + \sigma_{10} + \sigma_{11}$.

Суммарные потери при любом способе натяжения

$$\sigma_{los} = \sigma_{los1} + \sigma_{los2};$$

они могут составлять около 30 % начального предварительного напряжения. В расчетах конструкций суммарные потери должны приниматься не менее 100 МПа.

3. Напряжения в ненапрягаемой арматуре

В ненапрягаемой арматуре предварительно напряженных элементов под влиянием совместных с бетоном деформаций возникают начальные сжимающие напряжения: при обжатии бетона, равные потерям от быстронатекающей ползучести, а перед загрузением элемента, равные также и потерям от усадки и ползучести бетона: $\sigma_s = \sigma_b$, а перед загрузением элемента, равные также и потерям от усадки и ползучести бетона: $\sigma_s = \sigma_b + \sigma_8 + \sigma_9$.

Для ненапрягаемой арматуры, расположенной в зоне, растянутой при обжатии элемента, принимают $\sigma_s = \sigma_b$.

4. Усилие предварительного обжатия бетона

Усилие предварительного обжатия бетона принимают равным равнодействующей усилий в напрягаемой и ненапрягаемой арматуре

$$P = \sigma_{sp} A_{sp} + \sigma'_s A'_s - \sigma_s A_s - \sigma'_s A'_s, \quad (II.26)$$

а эксцентриситет этого усилия относительно центра тяжести приведенного сечения определяют из условия равенства моментов равнодействующей и составляющих (рис. II.7, а):

$$e_{op} = (\sigma_{sp} A_{sp} y_{sp} - \sigma'_s A'_s y'_s - \sigma_s A_s y_s + \sigma'_s A'_s y'_s) / P. \quad (II.27)$$

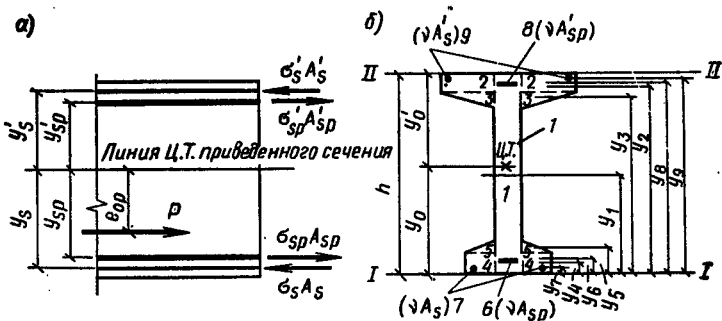


Рис. II.7. Предварительно напряженный элемент

а — схема распределения усилия обжатия; б — схема к определению геометрических характеристик приведенного сечения; 1—5 элементарные фигуры; 6—9 арматура

5. Приведенное сечение

Чтобы определить напряжения в сечениях предварительно напряженных железобетонных элементов в стадии I до образования трещин, рассматривают приведенное бетонное сечение, в котором площадь сечения арматуры заменяют эквивалентной площадью сечения бетона. Исходя из равенства деформаций арматуры и бетона, приведение выполняют по отношению модулей упругости двух материалов $\nu = E_s/E_b$. Площадь приведенного сечения элемента составит (рис. II.7, б)

$$A_{red} = A + \nu A_{sp} + \nu A_s + \nu A'_{sp} + \nu A'_s, \quad (\text{II.28})$$

где A — площадь сечения бетона за вычетом площади сечения каналов и пазов.

Статический момент приведенного сечения относительно оси $I-I$, проходящей по нижней грани сечения:

$$S_{red} = \Sigma A_i y_i, \quad (\text{II.29})$$

где A_i — площадь части сечения; y_i — расстояние от центра тяжести i -й части сечения до оси $I-I$.

Расстояние от центра тяжести приведенного сечения до оси $I-I$

$$y_0 = S_{red}/A_{red}. \quad (\text{II.30})$$

Момент инерции приведенного сечения относительно оси, проходящей через центр тяжести приведенного сечения:

$$I_{red} = \Sigma [I_i + A_i (y_0 - y_i)^2], \quad (\text{II.31})$$

где I_i — момент инерции i -й части сечения относительно оси, проходящей через центр тяжести этой части сечения.

Расстояние до верхней и нижней границы ядра сечения от центра тяжести приведенного сечения составят:

$$r = I_{red}/A_{red} y_0; \quad r_{inf} = I_{red}/[A_{red} (h - y_0)]. \quad (\text{II.32})$$

6. Напряжения в бетоне при обжатии

При обжатии в бетоне развиваются неупругие деформации, эпюра нормальных напряжений приобретает криволинейное очертание. В упрощенной постановке напряжения в бетоне при обжатии определяют в предположении упругой работы сечения и линейной эпюры напряжений

$$\sigma_{bp} = P/A_{red} \pm P e_{op} y / I_{red}. \quad (\text{II.33})$$

В зависимости от цели расчета напряжения в бетоне определяют в разных по высоте сечения уровнях:

а) при установлении контролируемого напряжения в арматуре, натягиваемой на бетон, напряжения в бетоне определяют в уровне усилий в напрягаемой арматуре:

$$\sigma_{bp} = P/A_{red} + Pe_{0p} y_{sp}/I_{red}; \quad (II.34)$$

$$\sigma'_{bp} = P/A_{red} - Pe_{0p} y'_{sp}/I_{red}; \quad (II.35)$$

где P определяют с учетом первых потерь при $\gamma_{sp}=1$.

б) при проверке предельных напряжений при обжатии напряжения в бетоне определяют в уровне крайнего сжатого волокна

$$\sigma_{bp} = P/A_{red} + Pe_{0p} y_0/I_{red}; \quad (II.36)$$

здесь P определяют с учетом первых потерь (без потерь σ_6) при $\gamma_{sp}=1$.

в) при расчете потерь σ_6 от быстронатекающей ползучести и σ_9 от ползучести напряжения в бетоне определяют на уровне центра тяжести напрягаемой арматуры по формулам (II.34) и (II.35).

7. Последовательность изменения предварительных напряжений в элементах после загрузки внешней нагрузкой

Центрально-растянутые элементы. При изготовлении элемента арматуру натягивают до начального контролируемого напряжения σ_{con} на упоры форм, производят бетонирование, тепловую обработку и выдерживают в форме до приобретения бетоном необходимой передаточной прочности R_{bp} . В этом состоянии 1 произошли первые потери σ_{los1} в основной их части (рис. II.8). Затем при освобождении с упоров форм и отпуске натяжения арматуры благодаря сцеплению материалов создается обжатие бетона, развиваются деформации быстронатекающей ползучести и происходят потери σ_6 — состояние 2. Предварительное напряжение в арматуре с учетом упругого обжатия бетона равно $\sigma_{con} - \sigma_{los1} - \nu\sigma_{bp}$, здесь σ_{los1} — без потерь σ_3, σ_4 , поскольку последние учитываются в σ_{con} .

С течением времени происходят вторые потери σ_{los2} , соответственно уменьшаются и упругие напряжения в бетоне— состояние 3. Предварительное напряжение в арматуре с учетом полных потерь и упругого обжатия бетона в этом состоянии равно $\sigma_{con} - \sigma_{los} - \nu\sigma_{bp1}$.

После загрузки элемента при постепенном увеличении внешней нагрузки напряжения в бетоне от предварительного обжатия погашаются — состояние 4. Предварительное напряжение в арматуре с учетом потерь на уровне нулевого напряжения в бетоне в этом состоянии равно: $\sigma_{sp} = \sigma_{con} - \sigma_{los}$.

Дальнейшее увеличение нагрузки приводит к появлению в бетоне предельных растягивающих напряжений R_{btn} — состояние 5, т. е. конец стадии I напряженно-деформированного состояния.

Приращение напряжений в растянутой арматуре после погашения обжатия в бетоне исходя из предельной растяжимости бетона $\epsilon_{ubt} = 2R_{btn}/E_b$ и совместности деформаций двух материалов

$$\sigma_s = \epsilon_s E_s = \epsilon_{ubt} E_s = (2R_{btn}/E_b) E_s = 2\nu R_{btn}.$$

Напряжение в напрягаемой растянутой арматуре перед образованием трещин равно $\sigma_{sp} + 2\nu R_{btn}$. Оно превышает соответствующее напряжение в элементах без предварительного напряжения на σ_{sp} , что повышает со-

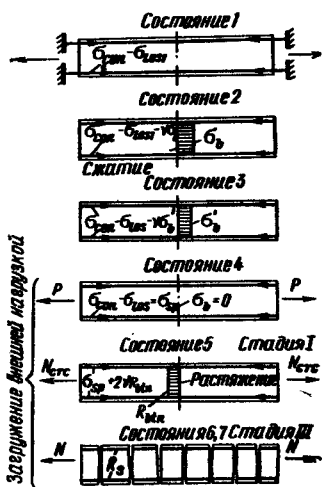


Рис. 11.8. Последовательность изменения напряжений в предварительно напряженном центрально-растянутом элементе

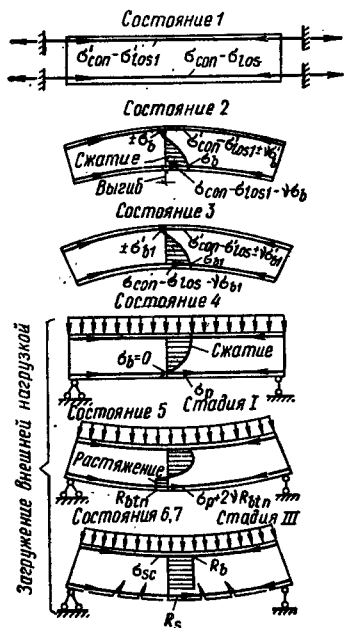


Рис. 11.9. Последовательность изменения напряжений в предварительно напряженном изгибаемом элементе

противление образованию трещин. После образования трещин в стадии II напряженно-деформированного состояния растягивающее усилие воспринимается арматурой. По мере увеличения нагрузки трещины раскрываются. При дальнейшем увеличении нагрузки напряжения в арматуре становятся предельными и происходит разрушение — стадия III.

При натяжении арматуры на бетон последовательность напряженных состояний аналогичная. Отличие в период изготовления и до загрузки элемента внешней нагрузкой заключается в том, что начальное контролируемое напряжение арматуры определяют с учетом обжатия бетона.

Изгибаемые элементы. При натяжении на упоры форм верхнюю и нижнюю арматуру натягивают на величину начальных контролируемых напряжений σ_{con} , σ'_{con} (рис. II.9). Обычно принимают $\sigma_{con} = \sigma'_{con}$. После бетонирования и твердения в процессе тепловой обработки происходит основная часть первых потерь предварительных напряжений в арматуре — состояние 1. После приобретения бетоном необходимой прочности арматура освобождается с упоров форм и обжимает бетон; предварительные напряжения в арматуре в результате быстроснатекающей ползучести и упругого обжатия бетона уменьшаются — состояние 2. При этом вследствие несимметричного армирования $A_{sp} > A'_{sp}$ и внецентренного обжатия элемент получает выгиб. С течением времени происходят вторые потери напряжений арматуры σ_{los2} — состояние 3. После загрузки внешней нагрузкой погашаются напряжения обжатия в бетоне — состояние 4. Предварительное напряжение в арматуре на уровне нулевого напряжения в бетоне в зоне, растянутой от действия внешней нагрузки, в этом состоянии

$$\sigma_{sp} = \sigma_{con} - \sigma_{los}. \quad (II.37)$$

При увеличении нагрузки напряжения в бетоне растянутой зоны достигают предельных R_{btn} — состояние 5. Это и будет концом стадии I напряженно-деформированного состояния при изгибе. В этой стадии напряжение в арматуре равно $\sigma_{sp} + 2\nu R_{btn}$. При изгибе, как и при растяжении, перед образованием трещин напряжение в растянутой арматуре превышает соответствующее напряжение в арматуре элементов без предварительного напряжения на σ_{sp} . Этим и определяется значительно более

высокое сопротивление образованию трещин при изгибе предварительно напряженных элементов. При увеличении нагрузки в растянутой зоне появляются трещины, наступает стадия II напряженно-деформированного состояния. С дальнейшим увеличением нагрузки растягивающие напряжения в арматуре и бетоне достигают предельных, происходит разрушение — стадия III. Напрягаемая арматура площадью сечения A'_{sp} , расположенная в зоне, сжатой от действия внешней нагрузки, деформируется совместно с бетоном сжатой зоны, при этом предварительные растягивающие напряжения в ней уменьшаются. При предельных сжимающих напряжениях в бетоне напряжения в напрягаемой арматуре этой зоны

$$\sigma_{sc} = R_{sc} - \sigma'_{sp}. \quad (II.38)$$

Напряжение σ'_{sp} определяют с коэффициентом точности натяжения $\gamma_{sp} > 1$ и с учетом потерь. При $\sigma'_{sp} < R_{sc}$ арматура площадью A'_{sp} сжата, а при $\sigma'_{sp} > R_{sc}$ растянута и в этом случае несколько снижается несущая способность предварительно напряженного элемента.

§ II.5. ГРАНИЧНАЯ ВЫСОТА СЖАТОЙ ЗОНЫ. ПРЕДЕЛЬНЫЕ ПРОЦЕНТЫ АРМИРОВАНИЯ

1. Граничная высота сжатой зоны

В сечениях, нормальных к продольной оси элементов, — изгибаемых, внецентренно сжатых, внецентренно растянутых — при двузначной эпюре напряжений в стадии III характерно одно и то же напряженно-деформированное состояние (рис. II.10). В расчетах прочности усилия, воспринимаемые сечением, нормальным к продольной оси элемента, определяют по расчетным сопротивлениям материалов с учетом коэффициентов условий работы. При этом принимают следующие исходные положения: бетон растянутой зоны не работает — сопротивление R_{bt} равно нулю; бетон сжатой зоны испытывает расчетное сопротивление R_b — эпюра напряжений прямоугольная; продольная растянутая арматура испытывает напряжения, не превышающие расчетное сопротивление $\sigma_s \leq R_s$; продольная арматура в сжатой зоне сечения испытывает напряжение σ_{sc} . В общем случае условие прочности при любом из перечисленных внешних воз-

действий формулируется в виде требования о том, чтобы момент внешних сил не превосходил момента внутренних усилий. Запишем это условие относительно оси, проходящей через центр тяжести растянутой арматуры:

$$M \leq R_b S_b + \sigma_{sc} A'_{sp} z_s, \quad (II.39)$$

где M — в изгибаемых элементах момент внешних сил от расчетных нагрузок; во внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементах — момент внешней продольной силы относительно той же оси, т. е. $M = Ne$ (e — расстояние от силы N до центра тяжести растянутой арматуры, см. рис. II.10); S_b — статический момент площади бетона сжатой зоны относительно той же оси; z_s — расстояние между центрами тяжести растянутой и сжатой арматуры.

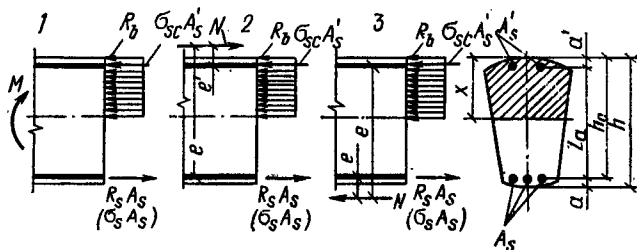


Рис. II.10. К расчету прочности сечений любой симметричной формы

1 — изгибаемых; 2 — внецентренно сжатых; 3 — внецентренно растянутых

Напряжение в напрягаемой арматуре, расположенной в зоне, сжатой от действия нагрузок, $\sigma_{sc} = R_{sc} - \sigma_{sp}$ определяют по значению σ'_{sp} , вычисленному при коэффициенте точности напряжения γ_{sp} , большем единицы. В элементах без предварительного напряжения $\sigma_{sc} = R_{sc}$.

Высоту сжатой зоны x для сечений, работающих по случаю 1, когда в растянутой арматуре и сжатом бетоне достигнуты предельные сопротивления, определяют из уравнения равновесия предельных усилий

$$R_b A_b + \sigma_{sc} A'_{sp} - R_s A_{sp} \pm N = 0, \quad (II.40)$$

где A_b — площадь бетона сжатой зоны, зависящая от высоты сжатой зоны; для прямоугольного сечения $A_b = bx$.

В уравнении (II.40) принимается знак «—» при внецентренном сжатии, знак «+» при внецентренном растяжении и $N = 0$ при изгибе.

Высоту сжатой зоны x для сечений, работающих по случаю 2, когда разрушение происходит по сжатому бе-

тону хрупко, а напряжения в арматуре предельного значения не достигают, также определяют из уравнения (II.40). Но в этом случае расчетное сопротивление R_s заменяют напряжением σ_s .

На основе анализа результатов большого числа экспериментов установлено, что напряжение σ_s зависит от относительной высоты сжатой зоны $\xi = x/h_0$; оно может определяться по эмпирической формуле

$$\sigma_s = \frac{\varepsilon_{ub} F_s}{1 - (\omega/1,1)} \left(\frac{\omega}{\xi} - 1 \right) + \sigma_{sp}. \quad (\text{II.41})$$

В формуле (II.41) $\omega = x_0/h_0$ — относительная высота сжатой зоны при напряжении в арматуре $\sigma_s = \sigma_{sp}$ (или $\sigma_s = 0$ — в элементах без предварительного напряжения).

Поскольку при $\sigma_s = \sigma_{sp}$ (или при $\sigma_s = 0$) фактическая относительная высота сжатой зоны $\xi = 1$, то ω может рассматриваться как коэффициент полноты фактической эпюры напряжений в бетоне при замене ее условной прямоугольной эпюрой; при этом усилие бетона сжатой зоны $N_b = \omega b h_0 R_b$ (рис. II.11). На основе опытных данных установлено, что для тяжелого бетона $\omega = 0,85 - 0,008 R_b$; для бетонов на легких заполнителях $\omega = 0,8 - 0,008 R_b$.

Значение ω , вычисленное по этим опытным формулам, называется характеристикой деформативных свойств бетона сжатой зоны.

В формуле (II.41) первый член правой части представляет собой приращение напряжения $\Delta\sigma_s$ в напрягаемой арматуре или напряжение σ_s в арматуре элементов без предварительного напряжения. Если относительная высота сжатой зоны $\xi < \omega$, напряжение σ_s будет растягивающим, если же $\xi > \omega$, — сжимающим (рис. II.12).

Граничная относительная высота сжатой зоны $\xi_y = x_y/h_0$, при которой растягивающие напряжения в арматуре начинают достигать предельных значений $\sigma_s \rightarrow R_s$, может быть найдена из зависимости (II.41)

$$\xi_y = \omega / [1 + (\sigma_{s1}/\sigma_{s2})(1 - \omega/1,1)], \quad (\text{II.42})$$

где $\sigma_{s1} = R_s - \sigma_{sp}$ — напряжение в арматуре с физическим пределом текучести или

$$\sigma_{s1} = R_s + \varepsilon_{0,2} E_s - \sigma_{sp} \quad (\text{II.43})$$

— напряжение в арматуре с условным пределом текучести с учетом накопившихся остаточных деформаций $\varepsilon_{0,2}$, поскольку в зависимости (II.41) предполагается, что в арматуре развились только упругие деформации (рис. II.13).

Рис. II.11. К определению характеристики бетона сжатой зоны

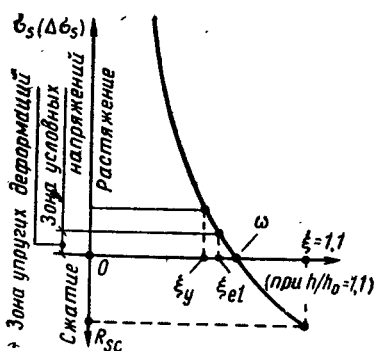
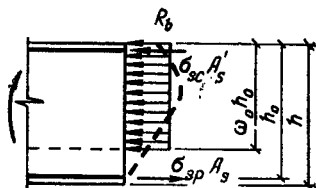


Рис. II.12. Эмпирическая зависимость между предельными напряжениями в арматуре и высотой сжатой зоны в стадии III

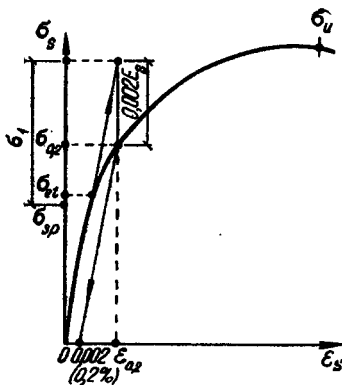


Рис. II.13. К определению σ_1 — условного предельного напряжения в арматуре, не имеющей физического предела текучести

В расчетах сечений принимают $\epsilon_{0,2} E_s = 400$ МПа; $\sigma_{s2} = \epsilon_{ub} E_s = 400$ МПа (исходя из предельной сжимаемости бетона 0,002); $\sigma_{s2} = \epsilon_{ub} E_s = 500$ МПа при коэффициенте условий работы бетона $\gamma_{b2} < 1$ (когда при длительном действии нагрузки предельная сжимаемость бетона увеличивается и достигает 0,0025).

Если напряжения σ_s , вычисленные по формуле (II.41) для арматуры, не имеющей физического предела текучести, превышают предел упругости $\sigma_{se} = 0,8$ и находятся в интервале $\sigma_{se} < \sigma_s \leq R_s$, значение σ_s должно уточняться расчетом по формуле

$$\sigma_s = \left(0,8 + 0,2 \frac{\xi_{el} - \xi}{\xi_{el} - \xi_y} \right) R_s, \quad (II.44)$$

где ξ_{el} — высота сжатой зоны, соответствующая напряжению в арматуре, равному σ_{se} .

Для расчета прочности внецентренно сжатых элементов в нормах приводится другая упрощенная зависимость по определению граничной высоты сжатой зоны.

Таким образом, в общем случае расчет прочности сечения, нормального к продольной оси, производится в зависимости от значения относительной высоты сжатой зоны. Если $\xi \leq \xi_y$, высота сжатой зоны определяется из уравнения (II.40), если же $\xi > \xi_y$, высота сжатой зоны определяется из совместного решения уравнения (II.40) и зависимости (II.41). При этом несущая способность в обоих случаях устанавливается по условию (II.39).

Напряжения высокопрочной арматуры σ_s в предельном состоянии могут превышать условный предел текучести. По данным опытов, это может происходить, если относительная высота сжатой зоны, найденная из уравнения (II.40), меньше граничной, т. е. $\xi < \xi_y$. Превышение оказывается тем большим, чем меньше значение ξ . Опытная зависимость имеет вид

$$\frac{\sigma_s}{R_s} = 0,95 \frac{\sigma_u}{\sigma_{0,2}} - \left(0,95 \frac{\sigma_u}{\sigma_{0,2}} - 1 \right) \frac{\xi}{\xi_y}. \quad (\text{II.45})$$

В расчетах прочности сечений расчетное сопротивление арматуры R_s умножают на коэффициент условий работы арматуры γ_{s6}

$$\gamma_{s6} = \eta - (\eta - 1)(2\xi/\xi_y - 1), \quad (\text{II.46})$$

где η — принимают равным:

для арматуры классов А-IV, Ат-IVС	1,2
то же, А-V, Ат-V, В-II, Вр-II, К-7, К-19	1,15
» А-VI, Ат-VI	1,1

ξ определяют при этом, полагая $\gamma_{s6} = 1$.

2. Предельные проценты армирования

Предельные проценты армирования изгибаемых элементов с одиночной арматурой (расположенной только в растянутой зоне) определяют из уравнения равновесия предельных усилий (II.40) при высоте сжатой зоны, равной граничной. При этом для прямоугольного сечения

$$R_b b x_y - R_s A_{sp} = 0, \quad (\text{II.47})$$

отсюда

$$\mu = 100 \xi_y (R_b/R_s). \quad (\text{II.48})$$

Предельные проценты армирования с учетом значения ξ_y по формуле (II.42) для предварительно напряженных элементов

$$\mu = \frac{100\omega R_b}{[1 + (\sigma_{s1}/\sigma_{s2})(1 - \omega/1,1)] R_s}; \quad (\text{II.49})$$

для элементов без предварительного напряжения при $\sigma_{s1} = \sigma_{s2} = R_s$

$$\mu = \frac{100\omega R_b}{(2 - \omega/1,1) R_s}. \quad (\text{II.50})$$

Предельные проценты армирования с повышением класса бетона увеличиваются, а с повышением класса арматуры уменьшаются. Сечения изгибаемых элементов, имеющие проценты армирования, превышающие предельные, называют переармированными.

Нижний предел процента армирования, или минимальный процент армирования, установлен из конструктивных соображений для восприятия не учитываемых расчетом различных усилий (усадочных, температурных и т. п.). Для изгибаемых и внецентренно растянутых сечений $b \times h$ минимальный процент армирования продольной растянутой арматурой $\mu_1 = 0,05\%$; для внецентренно растянутых элементов при расположении продольной силы между арматурой в пределах расстояния z_s на каждой грани сечения $\mu_1 = 0,05\%$.

В тавровых сечениях с полкой в сжатой зоне минимальный процент армирования относится к площади сечения ребра, равной $b \times h$.

§ II.6. НАПРЯЖЕНИЯ В НЕНАПРЯГАЕМОЙ АРМАТУРЕ С УСЛОВНЫМ ПРЕДЕЛОМ ТЕКУЧЕСТИ ПРИ СМЕШАННОМ АРМИРОВАНИИ

При смешанном армировании предварительно напряженных элементов часть продольной арматуры класса А-IV или А-V с условным пределом текучести применяется без предварительного напряжения (рис. II.14). Диаграмма растяжения ненапрягаемой арматуры развивается совместно с диаграммой растяжения напрягаемой арматуры, становится сопряженной с ней (рис. II.15). На диаграмме по оси ординат отложим предварительное напряжение σ_{sp2} с учетом первых и вторых потерь и возникающее при этом вследствие ползучести и усадки бетона

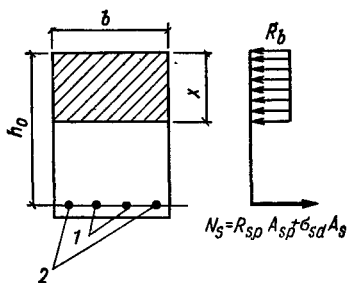


Рис. II.14. Сечение изгибаемого элемента со смешанным армированием

1 — ненапрягаемая арматура с условным пределом текучести;
2 — напрягаемая арматура

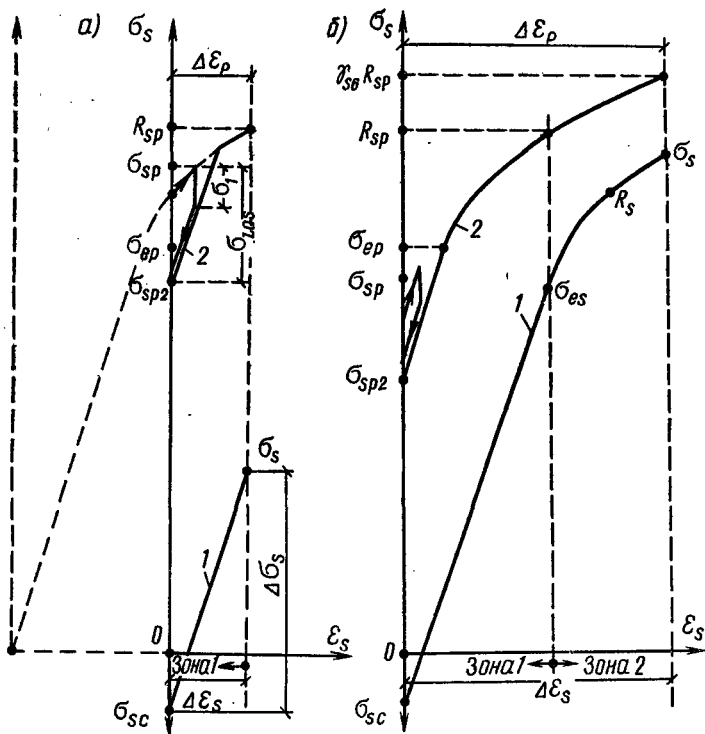
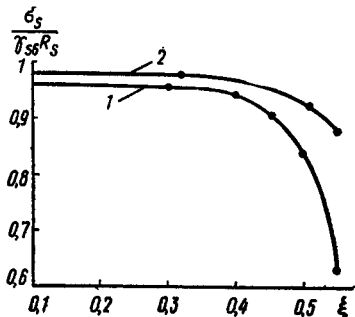


Рис. II.15. Сопряженная диаграмма растяжения при смешанном армировании

а — при $\xi \rightarrow \xi_v$, $\sigma_{sp} > \sigma_{ep}$; б — при $\xi < \xi_v$ и $\sigma_{sp} < \sigma_{ep}$; 1 — ненапрягаемая арматура; 2 — напрягаемая арматура

Рис. П.16. Зависимость использования механических свойств ненапрягаемой арматуры при смешанном армировании от относительной высоты сжатой зоны ξ и значения начального предварительного напряжения σ_{sp}

1 — $\sigma_{sp} = 0,9R_{sp}$; 2 — $\sigma_{sp} = 0,6R_{sp}$ бетона класса В20, арматура класса А-V



сжимающее напряжение в ненапрягаемой арматуре $\sigma_{sc} = \sigma_{6,8,9}$. Так называемый зуб на диаграмме вызван релаксацией напряжений в арматуре σ_1 .

Исходным пунктом для установления напряжений в ненапрягаемой арматуре σ_{sd} в момент, когда напряжения в напрягаемой арматуре достигают расчетного сопротивления $\gamma_{s6} R_{sp}$, служит равенство приращения деформаций на сопряженной диаграмме

$$\Delta \epsilon_s = \Delta \epsilon_p. \quad (\text{П.51})$$

Приращение деформаций в ненапрягаемой арматуре определяется из приращения в ней напряжений на интервале $\sigma_s + \sigma_{sc}$:

$$\Delta \sigma_s = \sigma_s + \sigma_{sc}, \quad (\text{П.52})$$

а приращение деформаций в напрягаемой арматуре — из приращения в ней напряжений на интервале $\gamma_{s6} R_{sp} - \sigma_{sp2}$.

Напряжения в ненапрягаемой арматуре σ_{sd} являются расчетными для расчета прочности и проектирования конструкций. Они могут быть существенно меньше значения R_{sp} , но могут и приближаться к значению $\gamma_{s6} R_{sp}$ — в зависимости от относительной высоты сжатой зоны ξ и значения начального предварительного напряжения σ_{sp} . Рассмотрим два крайних случая:

а) Относительная высота сжатой зоны приближается к своему граничному значению $\xi \rightarrow \xi_y$, начальное предварительное напряжение превышает предел упругости $\sigma_{sp} > \sigma_{ep} = 0,8 R_{sp}$ (рис. П.15, а). При этом в ненапрягаемой арматуре в приращении деформации лишь упругие — зона I на диаграмме

$$\Delta \epsilon_s = \Delta \sigma_s / E_s, \quad (\text{П.53})$$

в напрягаемой же арматуре в приращении деформации упругие и пластические

$$\Delta \varepsilon_p = (R_{sp} - \sigma_{sp2})/E_s + 0,002 - \varepsilon_{opl} \quad (\text{II.54})$$

здесь ε_{opl} — пластическая деформация, выбранная при натяжении арматуры за пределом упругости, когда $\sigma_{sp} > \sigma_{ep}$.

Исходя из равенства приращения деформаций (II.51) найдем расчетное напряжение

$$\sigma_{sd} = (R_{sp} - \sigma_{sp2}) E_s / E_{sp} + (0,002 - \varepsilon_{opl}) E_s - \sigma_{sc}. \quad (\text{II.55})$$

б) Относительная высота сжатой зоны намного меньше своего граничного значения $\xi < \xi_y$, начальное предварительное напряжение меньше предела упругости $\sigma_{sp} \leq \sigma_{ep}$ (рис. II.15, б). В этом случае в ненапрягаемой и напрягаемой арматуре в приращении деформации упругие и пластические:

$$\Delta \varepsilon_s = \Delta \sigma_s / E_s + \varepsilon_{s,pl}; \quad (\text{II.56})$$

$$\Delta \varepsilon_{sp} = (\gamma_{sб} R_{sp} - \sigma_{sp2}) / E_{sp} + \varepsilon_{p,pl}. \quad (\text{II.57})$$

Коэффициент условий работы арматуры $\gamma_{сб}$ зависит от относительной высоты сжатой зоны ξ и определяется по формуле (II.46).

Расчетные напряжения в ненапрягаемой арматуре находим из равенства приращения деформаций (II.51), (II.56) и (II.57)

$$\sigma_{sd} = (\gamma_{сб} R_{sp} - \sigma_{sp2}) E_s / E_{sp} + (\varepsilon_{p,pl} - \varepsilon_{s,pl}) E_s - \sigma_{sc}, \quad (\text{II.58})$$

здесь расчетные напряжения в ненапрягаемой арматуре σ_{sd} приближаются к своему расчетному сопротивлению, а если ненапрягаемая арматура на класс ниже напрягаемой, они становятся равными расчетному сопротивлению.

Пластические деформации стержневой арматуры с условным пределом текучести определяются по формуле (I.18): $\varepsilon_{opl} = 0,25 \times (\sigma_{sp} / R_{snp} - 0,8)^3$; $\varepsilon_{s,pl} = 0,25 (\sigma_s / R_s - 0,8)^3$; $\varepsilon_{p,pl} = 0,25 (\gamma_{сб} - 0,8)^3$; при отрицательных значениях выражения в скобках пластические деформации равны нулю.

В других случаях сочетания значений ξ и σ_{sp} расчетные напряжения в ненапрягаемой арматуре σ_{sd} определяются также из равенства приращения деформаций (II.51).

Поскольку высота сжатой зоны ξ и расчетное напряжение в ненапрягаемой арматуре σ_{sd} заранее неизвестны, расчет ведется итерационным путем.

На примере изгибаемого элемента из бетона класса В20 с напрягаемыми и ненапрягаемыми стержнями класса А-V иллюстрируется степень использования механических свойств ненапрягаемой арматуры $\sigma_{sd}/\gamma_{s6}R_s$ в зависимости от относительной высоты сжатой зоны ξ и начального предварительного напряжения σ_{sp} (рис. II.16). Полное использование механических свойств ненапрягаемой арматуры $\gamma_{s6}R_s$ достигается при относительно невысоком начальном предварительном напряжении $\sigma_{sp} \approx \approx 0,6R_{snp}$ и малой относительной высоте сжатой зоны сечения $\xi \approx 0,15$.

ГЛАВА III. ИЗГИБАЕМЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

§ III.1. КОНСТРУКТИВНЫЕ ОСОБЕННОСТИ

Наиболее распространенные изгибаемые элементы железобетонных конструкций — плиты и балки. Плитами называют плоские элементы, толщина которых h_1 значительно меньше длины l_1 и ширины b_1 . Балками называют линейные элементы, длина которых l значительно больше поперечных размеров h и b . Из плит и балок образуют многие железобетонные конструкции, чаще других — плоские перекрытия и покрытия, сборные и монолитные (рис. III.1), а также сборно-монолитные.

Плиты и балки могут быть однопролетными и многопролетными.

Плиты в монолитных конструкциях делают толщиной 50—100 мм, в сборных — возможно тоньше.

Однопролетная плита, опертая по двум противоположным сторонам, показана на рис. III.2, а, монолитная многопролетная плита, опертая на ряд параллельных опор, на рис. III.2, б. Такие плиты деформируются подобно балочным конструкциям при различного рода нагрузках, если значение их не изменяется в направлении, перпендикулярном пролету.

Армируют плиты сварными сетками (см. § I.2). Сетки укладывают в плитах так, чтобы стержни их рабочей арматуры располагались вдоль пролета и воспринимали растягивающие усилия, возникающие в конструкции при изгибе под нагрузкой, в соответствии с эпюрами изгибающих моментов (см. рис. III.2). Поэтому в пролетах плит сетки размещают понизу, а в многопролетных плитах — также и поверху, над промежуточными опорами.

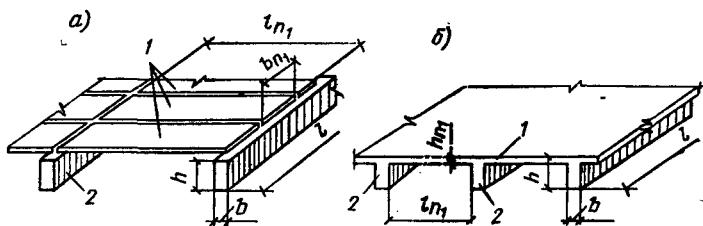


Рис. III.1. Схемы перекрытий из железобетонных элементов
 а — сборное; б — монолитное; 1 — плиты; 2 — балки

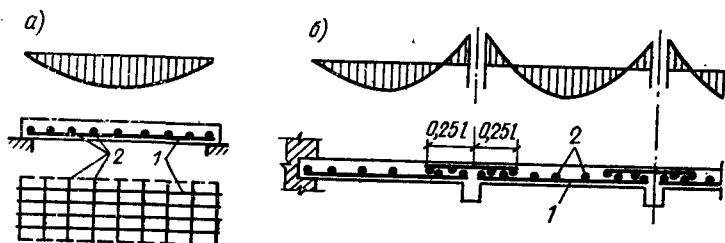


Рис. III.2. Армирование плит и эпюры моментов при равномерно распределенной нагрузке

а — однопролетная плита; б — многопролетная плита; 1 — стержни рабочей арматуры; 2 — стержни распределительной арматуры

Стержни рабочей арматуры принимают диаметром 3—10 мм, располагают их на расстоянии (с шагом) 100—200 мм один от другого.

Защитный слой бетона для рабочей арматуры принимают не менее 10 мм, в особо толстых плитах (толще 100 мм) не менее 15 мм.

Поперечные стержни сеток (распределительную арматуру) устанавливают для обеспечения проектного положения рабочих стержней, уменьшения усадочных и температурных деформаций конструкций, распределения местного воздействия сосредоточенных нагрузок на большую площадь. Поперечные стержни принимают меньшего диаметра общим сечением не менее 10 % сечения рабочей арматуры, поставленной в месте наибольшего изгибающего момента; размещают их с шагом 250—300 мм, но не реже чем через 350 мм.

Армирование плит отдельными стержнями с вязкой их в сетки вручную с помощью вязальной проволоки применяют в отдельных случаях (плиты сложной конфигу-

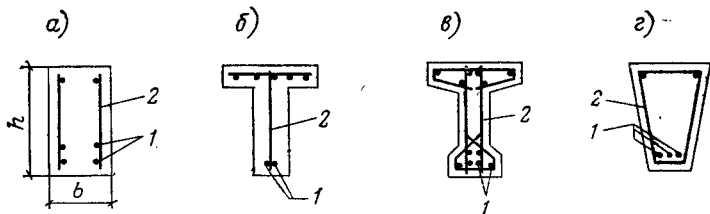


Рис. III.3. Формы поперечного сечения балок и схемы армирования
 а — прямоугольная; б — тавровая; в — двутавровая; г — трапециевидная; 1 — продольные стержни; 2 — поперечная арматура

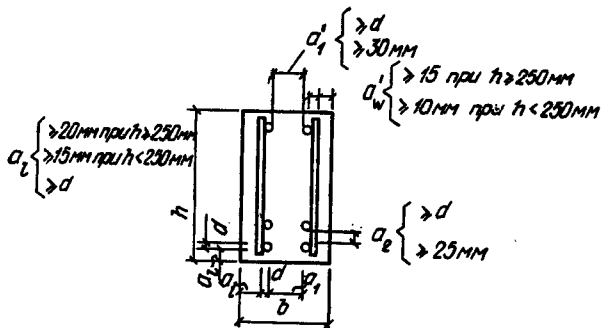


Рис. III.4. Размещение арматуры в поперечном сечении балок

a_1 — защитный слой рабочей арматуры; a_w — то же, поперечной арматуры; d — большой диаметр рабочих стержней; a_1 — расстояние в свету между нижними (при бетонировании) продольными стержнями; a_1' — то же, между верхними (при бетонировании) стержнями; a_2 — расстояние в свету между рядами продольных стержней

рации в плане или с большим числом отверстий и т. д.), когда стандартные сварные сетки не могут быть использованы.

Железобетонные балки могут быть прямоугольного, таврового, двутаврового, трапециевидного сечения (рис. III.3).

Высота балок h колеблется в широких пределах; она составляет $1/10$ — $1/20$ часть пролета в зависимости от нагрузки и типа конструкции. В целях унификации высота балок назначается кратной 50 мм, если она не более 600 мм, и кратной 100 мм при больших размерах, из них предпочтительнее размеры, кратные 100 мм до высоты 800 мм, затем высоты 1000, 1200 мм и далее кратные 300.

Ширину прямоугольных поперечных сечений b принимают в пределах $(0,3—0,5)h$, а именно 100, 120, 150, 200, 220, 250 мм и далее кратной 50 мм, из них предпочтительнее размеры 150, 200 мм и далее кратные 100.

Для снижения расхода бетона ширину балок назначают наименьшей. В поперечном сечении балки рабочую арматуру размещают в растянутой зоне сечения в один или два ряда с такими зазорами, которые допускали бы плотную укладку бетона без пустот и каверн. Требуемые размеры этих зазоров и защитных слоев показаны на рис. III.4. Расстояние в свету между стержнями продольной арматуры, ненапрягаемой или напрягаемой с натяжением на упоры, должно приниматься не менее большего диаметра стержней, а также для нижних горизонтальных (при бетонировании) стержней не менее 25 мм и для верхних стержней не менее 30 мм; если нижняя арматура расположена более чем в два ряда, то горизонтальное расстояние между стержнями в третьем (снизу) и выше расположенных рядах принимается не менее 50 мм.

В стесненных условиях стержни можно располагать попарно без зазоров. Расстояние в свету между стержнями периодического профиля принимают по номинальному диаметру.

Продольную рабочую арматуру в балках (как и в плитах) укладывают согласно эпюрам изгибающих моментов в растянутых зонах, где она должна воспринимать продольные растягивающие усилия, возникающие при изгибе конструкции под действием нагрузок.

Для экономии стали часть продольных арматурных стержней может не доводиться до опор и обрываться в пролете там, где они по расчету на восприятие изгибающего момента не требуются.

Площадь сечения продольной рабочей арматуры A_s в изгибаемых элементах должна определяться расчетом, но составлять не менее $\mu = 0,05\%$ площади сечения элемента с размерами b и h_0 .

Для продольного армирования балок обычно применяют стержни периодического профиля (реже гладкие) диаметром 12—32 мм.

В балках шириной 150 мм и более предусматривают не менее двух продольных (доводимых до опоры) стержней, при ширине менее 150 мм допускается установка одного стержня (одного каркаса).

В железобетонных балках одновременно с изгибаю-

щими моментами действуют поперечные силы. Этим вызывается необходимость устройства поперечной арматуры. Количество ее определяют расчетом и по конструктивным требованиям.

Продольную и поперечную арматуру объединяют в сварные каркасы (см. § 1.2), а при отсутствии сварочных машин — в вязаные. Вязаные каркасы весьма трудоемки, их применяют лишь в случаях, когда по местным условиям изготовление сварных каркасов невозможно.

Плоские сварные каркасы объединяют в пространственные с помощью горизонтальных поперечных стержней, устанавливаемых через 1—1,5 м.

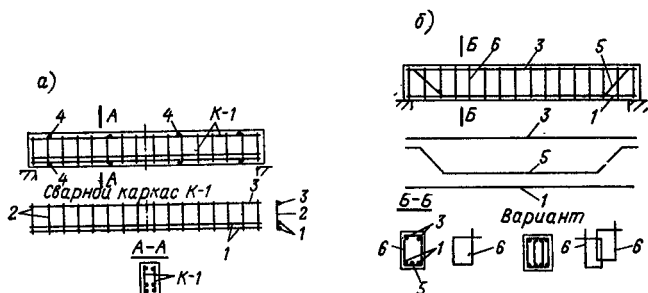


Рис. III.5. Схемы армирования балок

a — однопролетная балка со сварными каркасами; *б* — то же, с вязаной арматурой; 1 — продольные рабочие стержни (стержни второго ряда не доведены до опор); 2 — поперечные стержни каркасов; 3 — продольные монтажные стержни; 4 — поперечные соединительные стержни; 5 — рабочие стержни с отгибами; 6 — хомуты вязаных каркасов

Армирование однопролетных балок прямоугольного сечения сварными каркасами показано на рис. III.5, *a*. При армировании вязаными каркасами (рис. III.5, *б*) хомуты в балках прямоугольного сечения делают замкнутыми; в тавровых балках, в которых ребро сечения с обеих сторон связано с монолитной плитой, хомуты могут быть открытые сверху. В балках шириной более 35 см устанавливают многоветвевые хомуты. Диаметр хомутов вязаных каркасов принимают не менее 6 мм при высоте балок до 800 мм и не менее 8 мм при большей высоте.

По расчетно-конструктивным условиям расстояние в продольном направлении между поперечными стержнями (или хомутами) в элементах без отгибов должно

быть: в балках высотой до 400 мм — не более $h/2$, но не более 150 мм; в балках высотой выше 400 мм — не более $h/3$, но не более 500 мм. Это требование относится к приопорным участкам балок длиной $1/4$ пролета элемента при равномерно распределенной нагрузке, а при сосредоточенных нагрузках, кроме того, и на протяжении от опоры до ближайшего груза, но не менее $1/4$ пролета. В остальной части элемента расстояние между поперечными стержнями (хомутами) может быть больше, но не более чем $3/4$ и не более 500 мм.

Поперечные стержни (хомуты) в балках и ребрах высотой более 150 мм ставят, даже если они не требуются по расчету; при высоте менее 150 мм поперечную арматуру можно не применять.

В балках высотой более 700 мм у боковых граней ставят дополнительные продольные стержни на расстояниях (по высоте) не более чем через 400 мм; площадь каждого из этих стержней должна составлять не менее 0,1 % той части площади поперечного сечения балки, которую они непосредственно армируют (высотой, равной полусумме расстояний до ближайших стержней, и шириной, равной половине ширины элемента, но не более 200 мм). Эти стержни вместе с поперечной арматурой сдерживают раскрытие наклонных трещин на боковых гранях балок.

Для объединения всех арматурных элементов в единый каркас, устойчивый при бетонировании, и для анкеровки концов поперечной арматуры у верхних граней балок ставят монтажные продольные стержни диаметром 10—12 мм. В сборных балках монтажные стержни могут быть использованы как расчетные в условиях транспортирования и монтажа.

Вместо поперечных стержней или в дополнение к ним в балках можно применять наклонные стержни. Они работают эффективнее поперечных стержней, поскольку больше соответствуют направлению главных растягивающих напряжений балки. Однако поперечные стержни при изготовлении балок удобнее и потому предпочтительнее.

Наклонные стержни обычно размещают под углом 45° к продольным. В высоких балках (более 800 мм) угол наклона может быть увеличен до 60° ; в низких балках, а также при сосредоточенных грузах угол наклона уменьшают до 30° .

При армировании балок вязаными каркасами для экономии стали и улучшения конструкции каркаса целесообразно устройство отгибов части продольных рабочих стержней (см. рис. III.5, б). Закругления отгибов выполняют по дуге с радиусом не менее $10d$. Отгибы оканчиваются прямыми участками длиной не менее $0,8l_{an}$ (см. § I.3, п. 4) и не менее $20d$ в растянутой или $10d$ в сжатой зоне. Прямые участки отгибов из гладких стержней оканчиваются крюками.

В предварительно напряженных изгибаемых элементах арматуру располагают в соответствии с эпюрами изгибающих моментов и поперечных сил, возникающих от нагрузки. Армирование криволинейной напрягаемой арматурой (рис. III.6, а) более всего отвечает очертаниям траекторий главных растягивающих напряжений и потому наиболее рационально, но оно сложнее, чем армирование прямолинейной арматурой (рис. III.6, б). В последнем случае кроме арматуры A_{sp} , воспринимающей усилия растянутой зоны под нагрузкой, часто ставят так-

Рис. III.6. Схемы армирования предварительно напряженных балок

а — криволинейной напрягаемой арматурой; б — прямолинейной напрягаемой арматурой

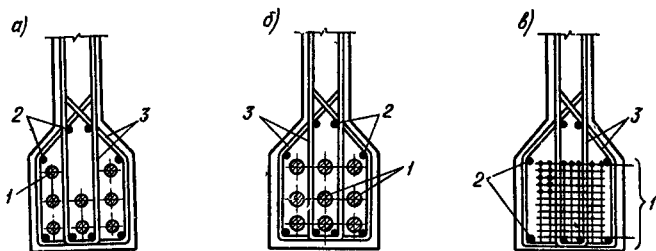
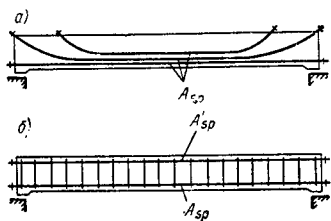


Рис. III.7. Примеры размещения арматуры в растянутой зоне поперечного сечения предварительно напряженных балок

а — армирование стержнями периодического профиля; б — армирование пучками или канатами в каналах; в — армирование высокопрочной проволокой; 1 — напрягаемая арматура; 2 — продольная ненапрягаемая арматура; 3 — поперечная арматура

же арматуру A_{sp} у противоположной грани балки в количестве $(0,15—0,25) A_{sp}$. Это полезно в элементах большой высоты, где усилие обжатия располагается вне ядра сечения и вызывает на противоположной стороне растяжение, которое может привести к образованию трещин в этой зоне (в процессе изготовления элементов). В элементах небольшой высоты напрягаемую арматуру у верхней грани можно не ставить, раскрытие верхних трещин может быть погашено монтажной ненапрягаемой арматурой.

Наиболее рациональная форма поперечного сечения изгибаемых предварительно напряженных элементов — двутавровая (см. рис. III.3, а), а при толстой стенке — тавровая (см. рис. III.3, б). Сжатая полка сечения развивается по условию восприятия сжимающей равнодействующей внутренней пары сил изгибающего момента, возникающего в элементе под нагрузкой, а уширение растянутой зоны — по условию размещения в нем арматуры, а также по условию обеспечения прочности этой части сечения при обжатии элемента (для предварительно напряженных элементов).

Напрягаемую арматуру komponуют в растянутых зонах поперечных сечений по рис. III.7. При этом защитный слой бетона и расстояние между стержнями, канатами, натягиваемыми на упоры, принимают согласно рис. III.4. Если арматуру натягивают на бетон, то расстояние от поверхности элемента до поверхности канала принимают не менее 40 мм и не менее ширины канала; это расстояние до боковых граней элемента должно быть, кроме того, не менее половины высоты канала. Напрягаемая арматура, располагаемая в пазах или снаружи граней элемента, должна иметь толщину защитного слоя от наружной поверхности дополнительно наносимого бетона не менее 20 мм. Расстояние в свету между каналами для арматуры, натягиваемой на бетон, должно быть не менее диаметра канала и не менее 50 мм.

Угол наклона криволинейной арматуры, натягиваемой на бетон, принимается не более 30° , а радиус закругления (во избежание больших потерь предварительного напряжения):

при диаметре проволок 5 мм (и менее) и прядей диаметром 4—5—9 мм	не менее 4 мм
то же, 6—8 мм (и менее) и прядей диаметром 12—15 мм	не менее 6 мм

при стержневой арматуре диаметром	
до 25 мм	не менее 15 мм
то же, 28—40 мм	не менее 20 »

В предварительно напряженных балках особое значение имеет конструирование приопорных участков. Здесь происходит передача значительных усилий обжатия с арматуры на бетон через торцовые анкеры (при натяжении на бетон) или при арматуре без анкеров на концевых участках арматуры в зоне ее анкеровки. Здесь же при внеосевом воздействии напрягаемой арматуры на элемент возникают местные перенапряжения в торцовой части элемента, из-за чего могут образоваться трещины, раскрывающиеся по торцу и поверху на конце элемента. Поэтому надо усиливать концевые участки предварительно напряженных элементов.

Местное усиление участков предварительно напряженных элементов под анкерами, а также в местах опирания натяжных устройств рекомендуется производить напрягаемой арматурой с помощью закладных деталей или дополнительной поперечной арматуры, а также увеличением сечения элемента на этих участках. Толщину защитного слоя у концов предварительно напряженных элементов на длине зоны передачи усилий с арматуры на бетон нужно увеличить, принимая ее при стержневой арматуре класса А-IV (Ат-IVС) и ниже, а также при арматурных канатах не менее $2d$, а при стержневой арматуре класса А-V (Ат-V) и выше не менее $3d$ (d — диаметр арматуры или каната); при этом толщина защитного слоя должна быть не менее 40 мм для стержневой арматуры (всех классов) и не менее 20 мм для арматурных канатов. Для концевых частей элементов толщину защитного слоя допускается сохранять такой же, как и на остальной длине, при наличии стальной опорной детали, надежно заанкеренной в бетоне предварительно напряженного элемента, и дополнительной поперечной или косвенной арматуры, охватывающей все продольные напрягаемые стержни.

Если напрягаемая арматура располагается у торцов элементов сосредоточенно у верхней и нижней граней, то необходимо у торца элемента предусматривать дополнительно напрягаемую или ненапрягаемую поперечную арматуру. Поперечную арматуру нужно натягивать до натяжения продольной арматуры, усилие натяжений в ней должно составлять не менее 15 % усилия натяжения про-

дольной арматуры растянутой зоны у опорного сечения. Поперечные ненапрягаемые стержни должны быть надежно заанкерены по концам посредством приварки к закладным деталям. Ненапрягаемую поперечную арматуру нужно принимать такого сечения, которое способно воспринимать усилие, равное не менее 20 % усилия в продольной напрягаемой арматуре (нижней зоны опорного сечения), определяемого расчетом по прочности.

Арматурные предварительно напрягаемые элементы, натягиваемые на бетон, необходимо снабжать анкерами. То же относится к арматурным элементам, натягиваемым на упоры, если сцепление их с бетоном недостаточно, — гладкой проволоке, многопрядным канатам. Эта анкеровка должна быть надежной на всех стадиях работы конструкции.

Особых анкерных устройств на концах напрягаемых арматурных элементов не требуется для натягиваемой на упоры высокопрочной арматурной проволоки периодичес-

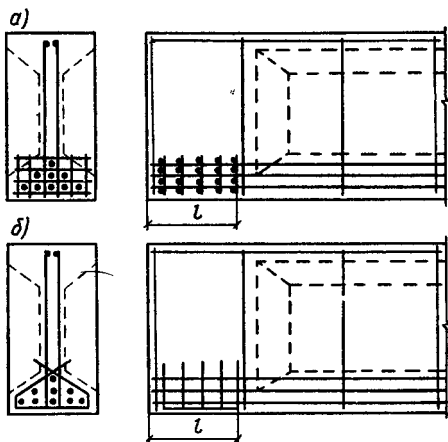


Рис. III.8. Схемы местного усиления концевых участков предварительно напряженных балок

а — поперечными сварными сетками; б — хомутами или сварной сеткой в обхват

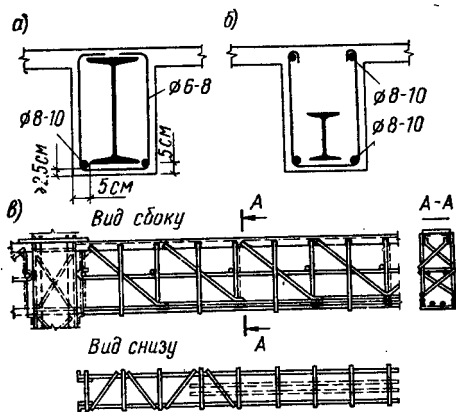


Рис. III.9. Армирование балок

а, б — жесткой несущей арматурой; в — сварным каркасом

кого профиля, арматурных канатов однократной свивки, стержневой арматуры периодического профиля.

По концам предварительно напряженных элементов при арматуре без анкеров, а также при наличии анкерных устройств производят местное усиление бетона с помощью дополнительных сеток или хомутов, охватывающих все продольные стержни (рис. III.8). Длину участка усиления принимают равной двум длинам анкерных устройств, а при отсутствии анкеров — не менее $0,6l_p$ (см. § 1.3) и не менее 20 см.

В предварительно напряженных элементах на их концевых участках при арматуре без анкеров по нормам не допускается образования трещин при совместном действии всех нагрузок (кроме особых).

На крайних свободных (незащемленных) опорах изгибаемых элементов (балок, плит) без предварительного напряжения для обеспечения анкеровки продольных стержней арматуры (доводимых до опоры) эти стержни необходимо заводить за внутреннюю грань опоры не менее чем на $5d$, если в приопорном участке элемента не предполагается образования трещин по расчету, согласно формуле (III.62), а при возможности образования трещин, когда условие (III.62) не соблюдается, не менее чем на $10d$.

Длину зоны анкеровки l_{an} на крайней свободной опоре определяют по формуле (I.20) и строке второй табл. I.2. Если $l_{an} < 10d$, размер заделки может быть принят l_{an} , однако не менее $5d$. В этом случае, а также при приварке концов стержней к надежно заанкеренным стальным закладным деталям расчетное сопротивление продольной арматуры на опорном участке не снижается.

Напряжение сжатия бетона на опоре (частное от деления опорной реакции на площадь опирания элемента) допускается не более $0,5R_b$.

В качестве несущей арматуры в изгибаемых элементах при определенных условиях используют прокатные профили (жесткая арматура) и сварные пространственные арматурные каркасы.

Элементы с жесткой арматурой могут быть двух типов: с расположением профиля по всей высоте балки (рис. III.9, а) или полностью в растянутой зоне (рис. III.9, б). В балках обоих типов ставят дополнительную арматуру в виде сварных сеток или хомутов и продольных монтажных стержней диаметром 8—10 мм. Эта ар-

матура уменьшает раскрытие трещин в бетоне и улучшает его сцепление с жесткой арматурой. В балках первого типа поперечную арматуру ставят без расчета диаметром 6—8 мм. В балках второго типа поперечную арматуру определяют расчетом; при этом, кроме хомутов и сеток, возможна постановка отгибов, приваренных к верхней полке профиля. Защитный слой бетона для жесткой арматуры должен быть не менее 50 мм.

Несущие сварные каркасы изготавливают в виде пространственных ферм из стержней круглого и периодического профиля, а также мелкого фасонного проката (рис. III.9, в). Эти каркасы конструируют как сварные стальные фермы, рассчитывая их на нагрузки, возможные в период строительства, до отвердения бетона. При полных нагрузках несущие каркасы становятся арматурой железобетонной конструкции; пояса ферм работают как продольная арматура, нисходящие раскосы — как отгибы, а стойки — как поперечные стержни.

§ III.2. РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ ПО НОРМАЛЬНЫМ СЕЧЕНИЯМ ЭЛЕМЕНТОВ ЛЮБОГО ПРОФИЛЯ

Рассмотрим для примера однопролетную железобетонную балку, свободно лежащую на двух опорах, симметрично нагруженную двумя сосредоточенными силами. Участок балки между грузами находится в условиях чистого изгиба; в его пределах действует только изгибающий момент M , поперечная же сила равна нулю (рис. III.10). На определенной степени загрузки в бетоне растянутой зоны этого участка образуются нормальные трещины, т. е. направленные перпендикулярно продольной оси балки. На участках между опорой и грузом действуют одновременно изгибающий момент M и поперечная сила Q . Здесь образуются наклонные трещины.

В соответствии с этим прочность изгибаемых элементов рассчитывают как по нормальным ($a-a$), так и по наклонным ($b-b$) сечениям.

О характере разрушения изгибаемых элементов по нормальным сечениям и предпосылках расчета сказано в § II.1.

Элементы любого симметричного профиля. Прочность изгибаемых железобетонных элементов по нормальным сечениям, согласно первой группе предельных состояний, рассчитывают по стадии III напряженного состояния (см. рис. II.1).

В расчетной схеме усилий принимают, что на элемент действует изгибающий момент M , вычисляемый при расчетных значениях нагрузок, а в арматуре и бетоне действуют усилия, определяемые при напряжениях, равных расчетным сопротивлениям (рис. III.11). В бетоне сжатой зоны криволинейную эпюру напряжений заменяют (для упрощения) прямоугольной, что на значение момента влияет несущественно. Напряжение в бетоне принимается одинаковым во всей сжатой зоне равным R_b .

Сечение элемента может быть любой формы, симметричной относительно оси, совпадающей с силовой плоскостью изгиба. В растянутой зоне сечения элемента в общем случае имеется арматура без предварительного напряжения с площадью сечения A_s , с расчетным сопротивлением на растяжение R_s и предварительно напрягаемая арматура площадью A_p и своим расчетным сопротивлением R_s . Арматура может быть также в сжатой зоне: без предварительного напряжения площадью A'_s с расчетным сопротивлением на сжатие R_{sc} и предварительно напрягаемая площадью A'_{sp} с некоторым напряжением σ_{sc} .

Рис. III.10. Схема железобетонного изгибаемого элемента

I — участок действия M и Q ; II — участок действия M ; a — a — нормальное сечение; b — b — наклонное сечение

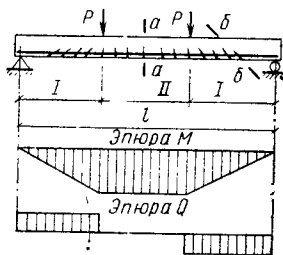
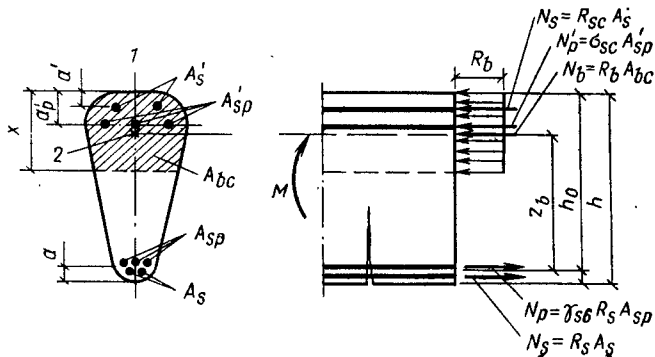


Рис. III.11. Схема усилий при расчете прочности изгибаемых элементов по нормальному сечению

1 — ось симметрии сечения элемента; 2 — центр тяжести площади бетона сжатой зоны



Рекомендуется применять изгибаемые элементы при сечениях, удовлетворяющих условию

$$x \leq \xi_y h_0. \quad (III.1)$$

Значение граничной относительной высоты сжатой зоны для прямоугольных, тавровых и двутавровых сечений определяют по формуле (II.42).

Буквой a на рис. III.11 обозначено расстояние от равнодействующей усилий в арматуре A_s и A_p до растянутого края сечения. Равнодействующие нормальных напряжений в арматуре и бетоне

$$\begin{aligned} N_s &= R_s A_s; \quad N_p = \gamma_{sb} R_s A_{sp}; \quad N_b = R_b A_{bc}; \\ N'_s &= R_{sc} A'_s; \quad N'_p = \sigma_{sc} A'_{sp}. \end{aligned} \quad (III.2)$$

Здесь под γ_{sb} подразумевают дополнительный коэффициент условий работы, учитывающий повышение прочности растянутой высокопрочной арматуры, напряженной выше условного предела текучести, вычисляемый по эмпирической формуле (II.46) при условии, что $\xi \leq \xi_y$.

Из условия равенства нулю суммы проекций всех нормальных усилий на оси элемента

$$R_s A_s + \gamma_{sb} R_s A_{sp} - R_b A_{bc} - R_{sc} A'_s - \sigma_{sc} A'_{sp} = 0 \quad (III.3)$$

можно определить площадь сечения бетона A_{bc} сжатой зоны, а по ней и высоту сжатой зоны x .

Прочность элемента достаточна, если внешний расчетный изгибающий момент не превосходит расчетной несущей способности сечения, выраженной в виде обратно направленного момента внутренних сил. При моментах, взятых относительно оси, нормальной к плоскости действия изгибающего момента и проходящей через точку приложения равнодействующей усилий во всей растянутой арматуре A_s и A_{sp} , условие прочности выражается неравенством

$$M \leq R_b A_{bc} z_b + R_{sc} A'_s (h_0 - a') + \sigma_{sc} A'_{sp} (h_0 - a'_p). \quad (III.4)$$

При пользовании формулами (III.3) и (III.4) напряжение σ_{sc} , МПа, в арматуре A'_{sp} определяют по формуле

$$\sigma_{sc} = \sigma_{s2} - \sigma'_{sp} \leq R_{sc}, \quad (III.5)$$

где σ'_{sp} определяется при коэффициенте $\gamma_{sp} > 1$, а σ_{s2} — предельное напряжение в арматуре сжатой зоны, принимаемое при $\nu_{sp} \geq 1$ равным 400 МПа, а для элементов из тяжелого, мелкозернистого, легкого и поризованного бе-

тонов, если учитывается коэффициент условий работы $\gamma_{b2} < 1,0$, принимается равным 500 МПа.

Если в сечении отсутствуют отдельные виды растянутой или сжатой арматуры, то выпадают и соответствующие члены в приведенных формулах.

Если, однако, применяется изгибаемый элемент при условии $x > \xi_y h_0$, установленном по равенству (III.3), расчет такого элемента следует выполнять по формуле (III.4), в которой высоту сжатой зоны принимать вычисленной по выражению

$$\sigma_s A_s - R_{sc} A'_s = R_b b x. \quad (\text{III.6})$$

В этом выражении σ_s определяется по формуле

$$\sigma_s = R_s (0,2 + \xi_y) / [0,2 + \xi + 0,35 (1 - \xi/\xi_y) \sigma_{sp} / R_s], \quad (\text{III.7})$$

где $\xi = x/h_0$ подсчитывается при значении R_s , а σ_{sp} берется при коэффициенте точности натяжения арматуры γ_{sp} , большем единицы.

Разрешается также элементы из бетона классов В30 и ниже, с ненапрягаемой арматурой классов А-I, А-II, А-III и Вр-I при $x > \xi_y h_0$ рассчитывать по формуле (III.4), подставляя в нее значение $x = \xi_y h_0$.

§ III.3. РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ ПО НОРМАЛЬНЫМ СЕЧЕНИЯМ ЭЛЕМЕНТОВ ПРЯМОУГОЛЬНОГО И ТАВРОВОГО ПРОФИЛЯ

Элементы прямоугольного профиля с одиночной арматурой (без предварительного напряжения) имеют следующие геометрические характеристики (рис. III.12):

$$A_{bc} = bx; \quad z_b = h_0 - 0,5x, \quad (\text{III.8})$$

где h_0 и b — рабочая высота и ширина сечения.

Высоту сжатой зоны x определяют на основании равенства (III.3) из выражения

$$bxR_b = R_s A_s. \quad (\text{III.9})$$

Условие прочности, согласно выражению (III.4), имеет вид

$$M \leq R_b bx (h_0 - 0,5x). \quad (\text{III.10})$$

Удобно пользоваться также выражением моментов, взятых относительно оси, проходящей через центр тяжести сжатой зоны:

$$M \leq R_s A_s (h_0 - 0,5x). \quad (\text{III.11})$$

Формулы (III.9) и (III.10) или (III.11) применяют совместно. Они действительны при $x < \xi_y h_0$, где ξ_y определяют по выражению (II.42).

Коэффициент армирования

$$\mu = A_s / bh_0 \quad (III.12)$$

и процент армирования $\mu \cdot 100$ с учетом соотношений (III.9) и $\xi = x/h_0$ могут быть представлены так:

$$\mu = \xi R_b / R_s; \quad \mu \% = 100\mu = 100\xi R_b / R_s. \quad (III.13)$$

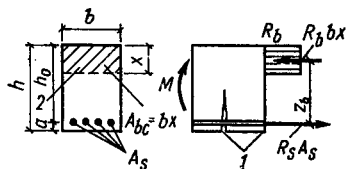


Рис. III.12. Прямоугольное сечение с одиночной арматурой и схема усилий при расчете прочности элемента по нормальному сечению

1 — нормальные трещины; 2 — граница сжатой зоны

Отсюда можно установить максимально допустимое содержание арматуры в прямоугольном сечении по предельным значениям ξ_y из условия (II.42) (см. § II.6).

Если $x > \xi_y h_0$, то изгибающий момент вычисляют по указаниям, приведенным в п. III.2.

Из анализа выражений (III.10) и (III.11) следует, что несущая способность элемента может быть удовлетворена при различных сочетаниях размеров поперечного сечения элемента и количества арматуры в нем. В реальных условиях стоимость железобетонных элементов близка к оптимальной при значениях:

$$\left. \begin{array}{ll} \mu = 1 \dots 2 \% & \xi = 0,3 \dots 0,4 \\ \mu = 0,3 \dots 0,6 \% & \xi = 0,1 \dots 0,15 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{— для балок} \\ \text{— для плит} \end{array} \quad (III.14)$$

Прочность сечения с заданными b , A_s (материалы и момент M предполагаются известными) проверяют в такой последовательности: из выражения (III.9) находят высоту сжатой зоны x , проверяют ее по условию (III.1) и затем пользуются выражениями (III.10) или (III.11).

Сечение считается подобранным удачно, если его несущая способность, выраженная по моменту, превышает заданный расчетный момент не более чем на 3—5 %.

Сечения подбирают по заданному моменту по выражениям (III.9) и (III.10) или (III.11) при знаке равенства в них.

В практике для расчета прямоугольных сечений с одиночной арматурой пользуются вспомогательной таблицей (III.1). Формулы

(III.10) и (III.11), преобразуя, приводят к виду

$$M = A_0 b h_0^2 R_b; \quad (III.15)$$

$$A_s = M / \eta h_0 R_s, \quad (III.16)$$

где

$$A_0 = (x/h_0)(1 - 0,5x/h_0) = \xi(1 - 0,5\xi); \quad (III.17)$$

$$\eta = z/h_0 = 1 - 0,5x/h_0 = 1 - 0,5\xi. \quad (III.18)$$

Из равенства (III.15) находят выражение для определения рабочей высоты сечения

$$h_0 = \sqrt{M/A_0 b R_b}. \quad (III.19)$$

По выражениям (III.17) и (III.18) для коэффициентов A_0 и составлена табл. III.1. Пользование этой таблицей значительно сокращает вычисления.

Размеры сечений b и h подбирают в следующем порядке: задаются шириной сечения b и рекомендуемым значением коэффициента ξ согласно (III.14), по которому из табл. III.1 находят коэффициент A_0 ; по формуле (III.19) вычисляют рабочую высоту сечения h_0 , находят полную высоту $h = h_0 + a$ и по ней назначают унифицированный размер. Если данные размеры b и h не отвечают конструктивным или производственным условиям, их уточняют повторным расчетом.

Сечение арматуры A_s определяют в такой последовательности: вычисляют A_0 из выражения (III.15), для него по табл. III.1 находят η и ξ и по формуле (III.16) определяют A_s , проверяя при этом условие (III.1).

Табл. III.1 может быть использована и для проверки прочности элемента. Вычисляют $\mu = A_s / b h_0$ по известным данным о сечении, а также значение ξ по формуле (III.13), проверяя его по условию (III.1). Затем по ξ находят в табл. III.1 значение A_0 и по формуле (III.15) вычисляют изгибающий момент, выдерживаемый сечением.

Элементы прямоугольного профиля с двойной арматурой. В практике могут встретиться случаи применения элементов с двойной арматурой (рис. III.13), хотя арматура в сжатой зоне менее эффективна, чем в растянутой.

Если в изгибаемом элементе предусматривается продольная арматура в сжатой (при действии нагрузки) зоне (с $R_{sc} \leq 400$ МПа), учитываемая в расчете, то для предотвращения выпучивания продольных стержней поперечную арматуру ставят: в сварных каркасах на расстояниях не более $20d$, в вязаных каркасах не более $15d$

Таблица III.1. Вспомогательная таблица для расчета изгибаемых элементов прямоугольного сечения, армированных одиночной арматурой

$\xi = x/h_0$	$\eta = z_b/h_0$	A_0	$\xi = x/h_0$	$\eta = z_b/h_0$	A_0
0,01	0,995	0,01	0,37	0,815	0,301
0,02	0,99	0,02	0,38	0,81	0,309
0,03	0,985	0,03	0,39	0,805	0,314
0,04	0,98	0,039	0,4	0,8	0,32
0,05	0,975	0,048	0,41	0,795	0,326
0,06	0,97	0,058	0,42	0,79	0,332
0,07	0,965	0,067	0,43	0,785	0,337
0,08	0,96	0,077	0,44	0,78	0,343
0,09	0,955	0,085	0,45	0,775	0,349
0,1	0,95	0,095	0,46	0,77	0,354
0,11	0,945	0,104	0,47	0,765	0,359
0,12	0,94	0,113	0,48	0,76	0,365
0,13	0,935	0,121	0,49	0,755	0,37
0,14	0,93	0,13	0,5	0,75	0,375
0,15	0,925	0,139	0,51	0,745	0,38
0,16	0,92	0,147	0,52	0,74	0,385
0,17	0,915	0,155	0,53	0,735	0,39
0,18	0,91	0,164	0,54	0,73	0,394
0,19	0,905	0,172	0,55	0,725	0,399
0,2	0,9	0,18	0,56	0,72	0,403
0,21	0,895	0,188	0,57	0,715	0,408
0,22	0,89	0,196	0,58	0,71	0,412
0,23	0,885	0,203	0,59	0,705	0,416
0,24	0,88	0,211	0,6	0,7	0,42
0,25	0,875	0,219	0,61	0,695	0,424
0,26	0,87	0,226	0,62	0,69	0,428
0,27	0,865	0,236	0,63	0,685	0,432
0,28	0,86	0,241	0,64	0,68	0,435
0,29	0,855	0,248	0,65	0,675	0,439
0,3	0,85	0,255	0,66	0,67	0,442
0,31	0,845	0,262	0,67	0,665	0,446
0,32	0,84	0,269	0,68	0,66	0,449
0,33	0,835	0,275	0,69	0,655	0,452
0,34	0,83	0,282	0,7	0,65	0,455
0,35	0,825	0,289			
0,36	0,82	0,295			

(d — наименьший диаметр сжатых продольных стержней) и не более 500 мм.

Подставив A_{bc} и z_b из равенства (III.8) в формулу (III.4), получим условие прочности изгибаемого элемента прямоугольного сечения, армированного двойной арматурой (при отсутствии A_p и A'_p):

$$M \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'), \quad (III.20)$$

а подставив A_{bc} в формулу (III.3), получим уравнение для определения положения границы сжатой зоны

$$R_b x b = R_s A_s - R_{sc} A'_s. \quad (\text{III.21})$$

При этом имеется в виду соблюдение условия $x \leq \xi_y h_0$.

Если при одиночной арматуре оказывается, что $x > \xi_y h_0$, то арматура в сжатой зоне требуется по расчету. В этом случае нужно пользоваться расчетными формулами (III.6) и (III.7). В условиях применения бетонов

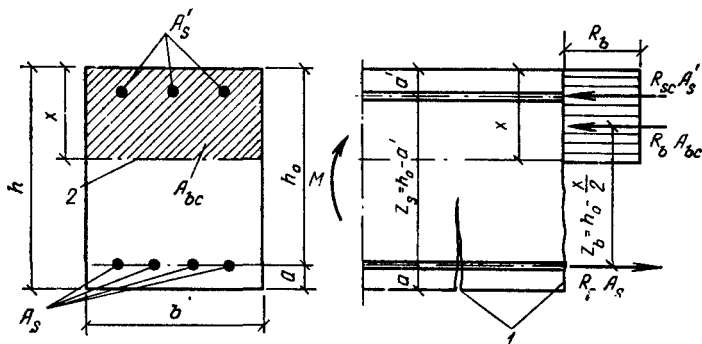


Рис. III.13. Прямоугольное сечение с двойной арматурой и схема усилий при расчете прочности элемента по нормальному сечению

1 — нормальные трещины; 2 — граница сжатой зоны

класса В30 и ниже в сочетании с арматурой класса не выше А-III можно расчет производить по формуле

$$M \leq A_y R_b b h_0^2 + R_{sc} A'_s (h_0 - a'), \quad (\text{III.22})$$

где $A_y = A_0$ — из табл. III.1 для значения $\xi = \xi_y$, вычисленного по формуле (II.42).

При подборе сечений с двойной арматурой по заданному моменту, классу бетона и классу стали возможны задачи двух типов.

Задача типа I. Заданы размеры b и h . Требуется определить площадь сечения арматуры A_s и A'_s .

Решение. Из условия (III.20), учитывая выражение (III.17), при $x = \xi_y h_0$ находим

$$A'_s = (M - A_y R_b b h_0^2) / R_{sc} z_s, \quad (\text{III.23})$$

а из уравнения (III.21)

$$A_s = A'_s R_{sc} / R_s + \xi_y R_b b h_0 / R_s. \quad (\text{III.24})$$

Задача типа II. Заданы размеры сечения b и h и сжатая арматура A'_s . Определить площадь сечения арматуры A_s .

Решение. Из условия (III.20), принимая во внимание выражение (III.17), находим, что

$$A_0 = (M - R_{sc} A'_s z_s) / R_b b h_0^2. \quad (\text{III.25})$$

Если $A_0 \leq A_y$, из табл. III.1 находим ξ и из равенства (III.21)

$$A = A'_s R_{sc} / R_s + \xi b h_0 R_b / R_s. \quad (\text{III.26})$$

Если $A_0 > A_y$, заданное количество A'_s недостаточно.

При проверке прочности сечения (данные известны все) вычисляют высоту сжатой зоны из уравнения (III.21), затем проверяют условие (III.20).

Предварительно напряженные элементы с наличием в поперечном сечении арматуры A'_{sp} и A'_s рассчитывают аналогично описанному, также с использованием выражений (III.3) и (III.4), но при сохранении всех членов.

Элементы таврового профиля. Тавровые сечения встречаются в практике весьма часто как в отдельных железобетонных элементах — балках (рис. III.14, а, б),

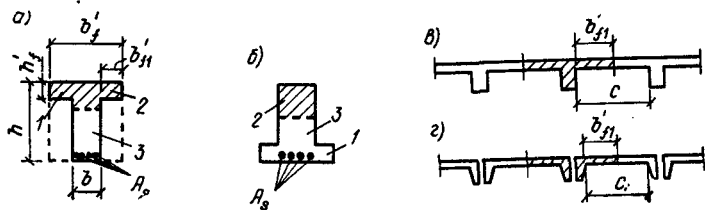


Рис. III.14. Тавровые сечения

а — балка с полкой в сжатой зоне; б — то же, в растянутой зоне; в — тавровое сечение в составе монолитного перекрытия; г — то же, в составе сборного перекрытия; 1 — полка; 2 — сжатая зона; 3 — ребро

так и в составе конструкций — в монолитных ребристых и сборных панельных перекрытиях (рис. III.14, в, г). Тавровое сечение образуется из полки и ребра.

В сравнении с прямоугольным (см. пунктир на рис. III.14, а) тавровое сечение значительно выгоднее, ибо при одной и той же несущей способности (несущая способность железобетонного элемента не зависит от площади

сечения бетона растянутой зоны) расходуеться бетона меньше вследствие сокращения размеров растянутой зоны. По той же причине более целесообразно тавровое сечение с полкой в сжатой зоне (рис. III.14, а), так как полка в растянутой зоне (рис. III.14, б) не повышает несущей способности элемента.

Тавровое сечение, как правило, имеет одиночное армирование.

При большой ширине полки участка свесов, более удаленные от ребра, напряжены меньше. Поэтому в расчет вводят эквивалентную ширину свесов полки b'_{f1} (рис. III.14, в, г). Она принимается равной: в каждую сторону от ребра — не более половины расстояния в свету между ребрами c и не более $1/6$ пролета рассчитываемого элемента, а в элементах с полкой толщиной $h'_f < 0,1h$ без поперечных ребер или с ребрами при расстоянии между ними — более размера между продольными ребрами, вводимая в расчете ширина каждого свеса b'_{f1} не должна превышать $6h'_f$. Для отдельных балок таврового профиля (при консольных свесах полки) вводимая в расчет ширина свеса b'_{f1} (рис. III.14, а) должна составлять:

при $h'_f \geq 0,1$	не более $6 h'_f$
при $0,05 \leq h'_f < 0,1 h$	» » $3 h'_f$

При $h'_f < 0,05h$ свесы полки в расчете не учитывают.

При расчете тавровых сечений различают два случая положения нижней границы сжатой зоны: в пределах полки (рис. III.15, а) и ниже полки (рис. III.15, б).

Нижняя граница сжатой зоны располагается в пределах полки, т. е. $x \leq h'_f$ в сечениях с развитыми свесами. В этом случае тавровое сечение рассчитывают как прямоугольное с размерами b'_f и h_0 (рис. III.15, а), поскольку площадь бетона в растянутой зоне на несущую способность не влияет.

Расчетные формулы (для элементов без предварительного напряжения):

$$R_b b'_f x = R_s A_s; \quad (III.27)$$

$$M \leq R_b b'_f (h_0 - 0,5x) \quad (III.28)$$

или

$$M \leq A_0 R_b b'_j h_0^2 \quad (III.29)$$

где A_0 — коэффициент из табл. III.1.

Нижняя граница сжатой зоны размещается ниже полки, т. е. $x > h'_j$, в сечениях со слаборазвитыми свесами. В этом случае сжатая зона сечения состоит из сжатой зоны ребра и свесов полки.

Положение нижней границы сжатой зоны определяется из уравнения

$$R_s A_s = R_b bx + R_b (b'_j - b) h'_j. \quad (III.30)$$

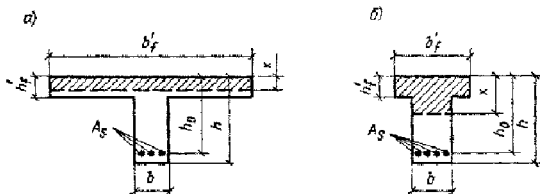


Рис. III.15. Два расчетных случая тавровых сечений; граница сжатой зоны проходит
а — в пределах полки; б — ниже полки

Условие прочности при моментах, вычисляемых относительно оси, нормальной к плоскости изгиба и проходящей через точку приложения равнодействующей усилий в растянутой арматуре, имеет вид

$$M \leq R_b bx (h_0 - 0,5x) + R_b (b'_j - b) h'_j (h_0 - 0,5h'_j). \quad (III.31)$$

Для тавровых сечений должно соблюдаться условие $x \leq \xi_y b$.

Ориентировочно высота тавровой балки может быть определена по формуле (из опыта проектирования)

$$h = (7 \dots 9) \sqrt[3]{M}, \quad (III.32)$$

где h — см; M , кН·М. Ширину ребра обычно принимают равной

$$b = (0,4 \dots 0,5) h. \quad (III.33)$$

Размеры полки b'_j и h'_j чаще всего известны из компоновки конструкции. Сечение арматуры A_s по расчетному моменту определяют в зависимости от расчетного слу-

чая. Если нейтральная ось проходит в пределах полки, то A_s находят из расчета сечения как прямоугольного с оди-
ночной арматурой при размерах b'_f и h_0 , используя табл.
III.1.

Расчетный случай таврового сечения может быть оп-
ределен по следующим признакам:

1) если известны все данные о сечении, включая A_s ,
то при

$$R_s A_s \leq R_b b'_f h'_f \quad (\text{III.34})$$

граница сжатой зоны проходит в полке; при обратном
неравенстве она пересекает ребро;

2) если известны размеры сечения b'_f , h'_f , b , h и за-
дан расчетный изгибающий момент, но A_s неизвестно, то
при

$$M \leq R_b b'_f h'_f (h_0 - 0,5h'_f) \quad (\text{III.35})$$

граница сжатой зоны проходит в полке; при обратном не-
равенстве она пересекает ребро.

Для случая, когда граница сжатой зоны проходит ни-
же полки, формулы (III.31) и (III.30) можно преобразо-
вать с учетом соотношений $x = \xi h_0$ и (III.17):

$$R_s A_s = \xi R_b b h_0 + R_b (b'_f - b) h'_f; \quad (\text{III.36})$$

$$M \leq A_0 R_b b h_0^2 + R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5h'_f), \quad (\text{III.37})$$

где коэффициенты ξ , A_0 принимают по табл. III.1.

Эти формулы можно использовать для подбора сече-
ния. Если требуется определить A_s , то из (III.37) вычис-
ляют

$$A_0 = [M - R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5h'_f)] / R_b b h_0^2, \quad (\text{III.38})$$

затем из табл. III.1 находят ξ , соответствующее вычис-
ленному A_0 , и, согласно формуле (III.36),

$$A_s = [\xi b h_0 + (b'_f - b) h'_f] R_b / R_s. \quad (\text{III.39})$$

Если необходимо проверить прочность сечения при
всех известных данных, то расчетный случай лучше уста-
новить по формуле (III.35) и затем (если граница сжа-
той зоны ниже полки) по выражению (III.30) вычислить
высоту сжатой зоны x , после чего воспользоваться фор-
мулой (III.31).

§ III.4. РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ ЭЛЕМЕНТОВ ПО НОРМАЛЬНЫМ СЕЧЕНИЯМ ПРИ КОСОМ ИЗГИБЕ

В практике наиболее часто применяют элементы с поперечными сечениями, имеющими по крайней мере одну ось симметрии. Если при этом плоскость действия внешнего изгибающего момента (от заданных нагрузок и опорных реакций) занимает наклонное положение относительно плоскости симметрии сечения, то элемент окажется подверженным косому изгибу.

Элементы, испытывающие косою изгиб, в общем случае могут быть армированы продольными стержнями с размещением их по всему периметру сечения.

Если элемент подвержен косому изгибу с постоянным положением плоскости действия внешнего изгибающего момента, то в таком элементе продольные стержни арматуры целесообразно размещать сосредоточенно, т. е. только в растянутой зоне поперечного сечения, по возможности дальше от границы сжатой зоны. Рассмотрим далее косоизгибаемые элементы прямоугольного поперечного сечения, которые применяют наиболее часто в практике (рис. III.16).

В результате расчета конструкции определяют значение внешнего изгибающего момента и положение плоскости его действия. Обычно эта плоскость проходит через геометрическую ось элемента, принятую в расчетной схеме конструкции. Естественно равнодействующую усилий N_s в стержнях растянутой арматуры расположить в той же плоскости (рис. III.16, а, б). Тогда и равнодействующая сжимающих напряжений N_s в бетоне сжатой зоны должна разместиться в той же плоскости.

Но равнодействующая растягивающих усилий N_s может быть принята расположенной и вне плоскости действия внешнего момента, на некотором расстоянии e (вследствие расчета того же элемента при другой комбинации нагрузок или по условиям унификации и т. д.). В этом случае равнодействующая N_b напряжений в бетоне сжатой зоны займет положение в плоскости, параллельной плоскости действия внешнего момента (рис. III.16, в).

Сжатая зона бетона может иметь форму треугольника или трапеции. Усиление ее арматурой обычно нерационально.

Прочность косоизгибаемого элемента по нормальному

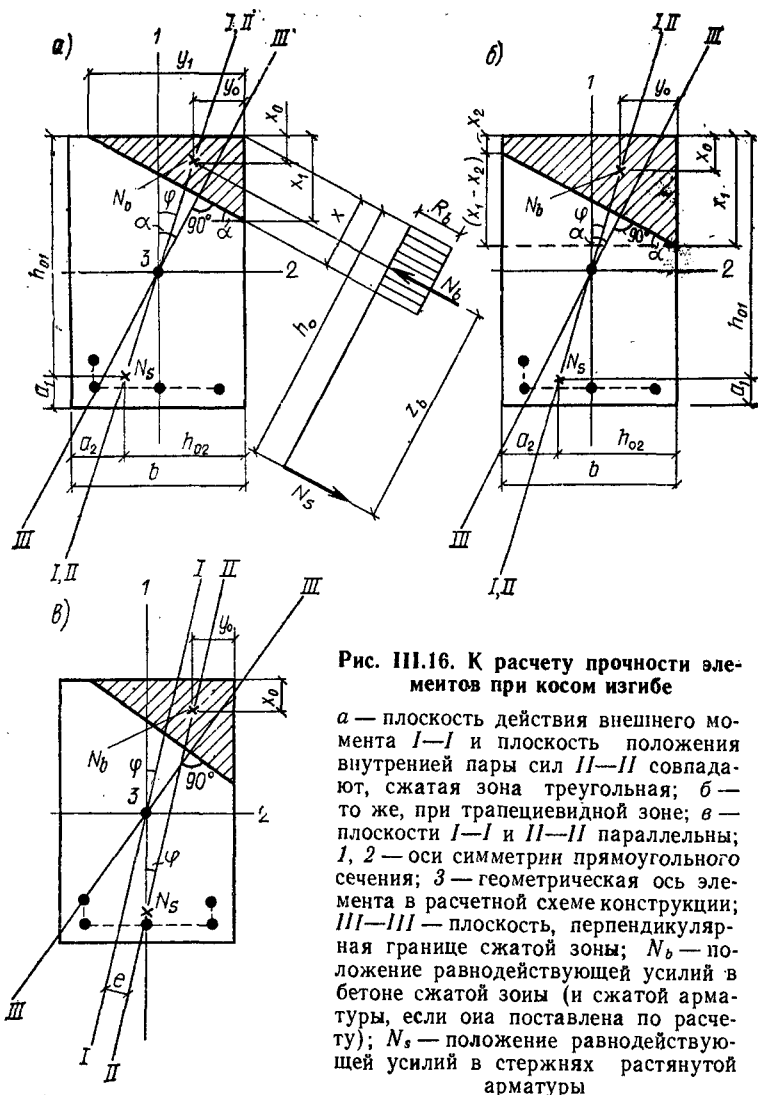


Рис. III.16. К расчету прочности элементов при косом изгибе

a — плоскость действия внешнего момента *I—I* и плоскость положения внутренней пары сил *II—II* совпадают, сжатая зона треугольная; *б* — то же, при трапециевидной зоне; *в* — плоскости *I—I* и *II—II* параллельны; *1, 2* — оси симметрии прямоугольного сечения; *3* — геометрическая ось элемента в расчетной схеме конструкции; *III—III* — плоскость, перпендикулярная границе сжатой зоны; N_b — положение равнодействующей усилий в бетоне сжатой зоны (и сжатой арматуры, если она поставлена по расчету); N_s — положение равнодействующей усилий в стержнях растянутой арматуры

сечению рассчитывают в плоскости *III—III*, перпендикулярной границе сжатой зоны, с размерами сечения x (высота сжатой зоны) и h_0 по условию

$$M \cos(\alpha - \varphi) \leq R_b A_{bc} z_b \quad (III.40)$$

(обозначения α , φ и z_b — см. на рис. III.16, *a*).

Площадь бетона сжатой зоны A_{bc} определяют из равенства значений равнодействующих в растянутой и сжатой зонах

$$R_s A_s = R_b A_{bc}. \quad (\text{III.41})$$

В формулах (III.40) и (III.41) напряжение во всех стержнях арматуры принято одинаковым, поскольку они расположены приблизительно на одном расстоянии от границы сжатой зоны.

Положение границы сжатой зоны определяют с учетом того, что плоскость внутренней пары сил или совпадает с плоскостью действия внешнего изгибающего момента, или ей параллельна. Остальные требования, предъявляемые к расчету изгибаемых элементов, — соблюдение условия $\xi = x/h_0 < \xi_y$, учет повышенного сопротивления высокопрочной арматуры — сохраняются и для косоугольного изгиба.

Косоизгибаемые элементы с отмеченными особенностями можно рассчитывать также по сопоставлению проекции внешнего момента M_1 и момента M внутренней пары сил на плоскость симметрии I :

$$M_1 = M \cos \varphi \leq A_s R_s (h_{01} - x_0). \quad (\text{III.42})$$

Определение размеров треугольной сжатой зоны (рис. III.16, а). Учтем соотношение

$$M_2/M_1 = A_s R_s (h_{02} - y)/A_s R_s (h_{01} - x) = (h_{02} - y)(h_{01} - x_0), \quad (\text{III.43})$$

где M_2 — проекция изгибающего момента, действующего в плоскости I , на плоскость симметрии 2 .

Обозначим

$$C_0 = M_2/M_1 = \text{tg } \varphi \quad (\text{III.44})$$

и примем во внимание, что при треугольной форме сжатой зоны

$$A_{bc} = 1/2 x_1 y_1, \quad x_0 = 1/3 x_1 \quad \text{и} \quad y_0 = 1/3 y_1. \quad (\text{III.44a})$$

Выражения (III.41) и (III.43) приводят к уравнению

$$x_1^2 + 3 \left(\frac{h_{02}}{C_0} - h_{01} \right) x_1 - 2 \frac{A_s R_s}{C_0 R_b} = 0, \quad (\text{III.45})$$

из которого находим значение x_1 . Затем из выражения (III.41) вычисляем y_1 .

Если x_1 получается отрицательным или $y_1 > b$, это значит, что сжатая зона имеет не треугольную, а трапециевидную форму.

Определение размеров сжатой зоны трапециевидной

формы (рис. III. 16, б). Размеры сжатой зоны x_1 и x_2 могут быть определены из соотношения

$$A_s R_s = 0,5 (x_1 + x_2) b R_b \quad (\text{III.46})$$

и равенства (III.43), в котором

$$y_0 = (b/3)(x_1 + 2x_2)/(x_1 + x_2); \quad x_0 = 1/3 (x_1^2 + x_1 x_2 + x_2^2)/(x_1 + x_2). \quad (\text{III.47})$$

Эти выражения приводят к уравнению

$$x_1^2 + (b/C_0 - C_1) x_1 + C_1 (3h_{02}/C_0 - 2b/C_0 - 3h_{01} + C_1) = 0, \quad (\text{III.48})$$

где

$$C_1 = 2A_s R_s / b R_b. \quad (\text{III.49})$$

Эти формулы справедливы и в том случае, когда плоскость положения равнодействующих усилий в растянутой и сжатой зонах сечения параллельна плоскости действующего изгибающего момента (рис. III.16, в).

§ III.5. РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ ПО НОРМАЛЬНЫМ СЕЧЕНИЯМ ЭЛЕМЕНТОВ С НЕСУЩЕЙ АРМАТУРОЙ

1. Особенности работы элементов с несущей арматурой

Несущая арматура в период возведения сооружения до отвердения бетона работает как стальная конструкция. Поэтому на нагрузки, возникающие во время монтажа (масса бетона и опалубки, временный транспорт, давление ветра), ее рассчитывают по нормам проектирования металлических конструкций.

В условиях эксплуатации сооружения после того, как бетон приобретет необходимую прочность, несущая арматура работает в составе железобетонных элементов.

Опыты показали, что несущая арматура (жесткие профили и сварные пространственные арматурные каркасы) работает совместно с бетоном вплоть до разрушения. При этом прочность несущей арматуры (обладающей площадкой текучести) и бетона используется полностью. Несущая способность железобетонных элементов с несущей арматурой не зависит от начальных напряжений в несущей арматуре, возникающих в стадии возведения.

Сечение несущей арматуры принимается наименьшим, возможным по монтажным нагрузкам. При расчете

на эксплуатационные нагрузки в железобетонном сечении может быть добавлена при необходимости гибкая рабочая арматура.

Расчет прочности железобетонных элементов с несущими сварными каркасами не отличается от расчета обычных железобетонных элементов.

2. Элементы прямоугольного профиля

При расчете элементов с жесткой арматурой может быть два варианта положения границы сжатой зоны.

Граница сжатой зоны не пересекает профиль жесткой арматуры (рис. III.17, а). Эпюры напряжений (в бетоне на сжатие, в арматуре на растяжение) принимают пря-

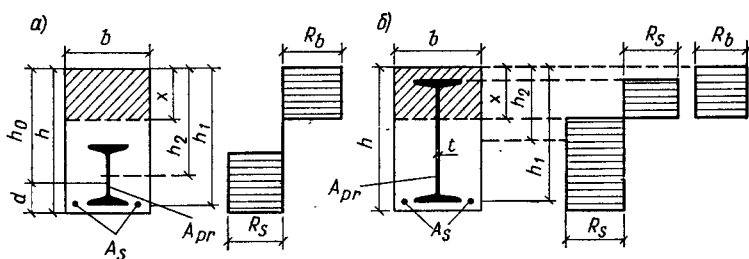


Рис. III.17. Прямоугольные поперечные сечения изгибаемых элементов с жесткой арматурой

а — граница сжатой зоны не пересекает профиль жесткой арматуры;
б — то же, пересекает профиль жесткой арматуры

моугольными. Расчет прочности заключается в проверке условия

$$M \leq 0,5R_b bx^2 + R_{pr} A_{pr} (h_2 - x) + R_s A_s (h_1 - x). \quad (\text{III.50})$$

Здесь моменты взяты относительно нижней границы сжатой зоны; A_{pr} — площадь сечения жесткой арматуры; R_{pr} — расчетное сопротивление жесткой арматуры; остальные обозначения — по рис. III.17, а.

Положение границы сжатой зоны определяют из равенства

$$bx R_b = R_{pr} A_{pr} + R_s A_s. \quad (\text{III.51})$$

Граница сжатой зоны пересекает стенку профиля жесткой арматуры (рис. III.17, б). Прочность рассчитывают по условию

$$M \leq 0,5R_b bx^2 + R_{pr} [S_{pl} + (h_2 - x)^2 t] + R_s A_s (h_1 - x), \quad (\text{III.52})$$

где S_{pl} — пластический момент сопротивления жесткой арматуры; $(h_2 - x)^2 t$ — поправка к пластическому моменту сопротивления вследствие того, что момент в выражении (III.52) принимается относительно нижней границы сжатой зоны сечения, а S_{pl} — относительно центральной оси профиля жесткой арматуры.

Для двутавров и швеллеров $S_{pl} = 1,17 W$ (W — момент сопротивления при упругом состоянии).

Положение нижней границы сжатой зоны определяют из равенства

$$bxR_b = 2R_{pr}(h_2 - x)t + R_s A_s. \quad (\text{III.53})$$

В обоих случаях сжатая зона должна удовлетворять условию

$$x \leq \xi_y h_0,$$

где h_0 — расстояние от равнодействующей растягивающих усилий в жесткой и гибкой арматуре до сжатой грани сечения; ξ_y — граничное значение относительной сжатой зоны, определяемое по формуле (II.42).

3. Элементы таврового профиля

Если $x \leq h'_f$ и граница сжатой зоны не пересекает профиль жесткой арматуры (рис. III.18, а), сечение рассчитывают как прямоугольное с размерами b'_f и h ; жесткая арматура в расчет вводится наравне с гибкой.

Если $x > h'_f$, но граница сжатой зоны не пересекает профиль жесткой арматуры (рис. III.18, б), то, составляя уравнение моментов относительной нижней границы сжатой зоны, получим условие прочности в виде

$$M \leq [(b'_f - b) h'_f (x - 0,5h'_f) + 0,5bx^2] R_b + R_s A_{pr} (h_2 - x) + R_s A_s (h_1 - x). \quad (\text{III.54})$$

Положение границы сжатой зоны устанавливается из равенства

$$[(b'_f - b) h'_f + bx] R_b = R_s A_{pr} + R_s A_s. \quad (\text{III.55})$$

Если $x > h'_f$ и граница сжатой зоны пересекает профиль жесткой арматуры (рис. III.18, в), то аналогичные выражения имеют вид

$$M \leq [(b'_f - b) h'_f (x - 0,5h'_f) + 0,5bx^2] R_b + R_s [S_{pl} + (h_2 - x)^2 t] + R_s A_s (h_1 - x); \quad (\text{III.56})$$

$$[(b'_f - b) h'_f + bx] R_b = R_s 2(h_2 - x)t + R_s A_s. \quad (\text{III.57})$$

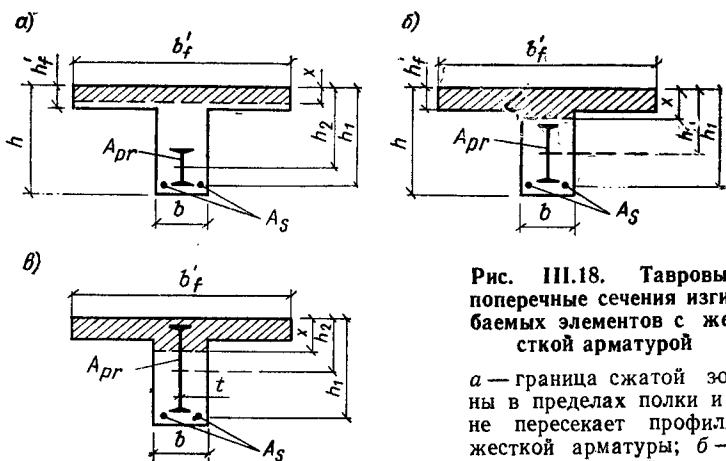


Рис. III.18. Тавровые поперечные сечения изгибаемых элементов с жесткой арматурой

a — граница сжатой зоны в пределах полки и не пересекает профиль жесткой арматуры; *б* — граница сжатой зоны ниже полки и не пересекает профиль жесткой арматуры; *в* — то же, пересекает профиль жесткой арматуры

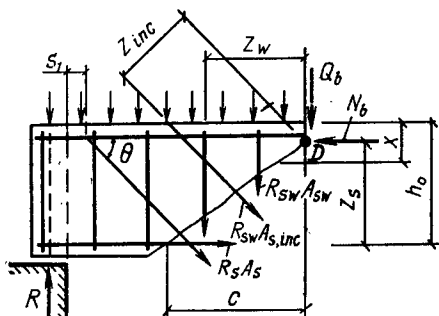


Рис. III.19. Расчетная схема усилий в наклонном сечении

При расчетах по формулам (III.54) — (III.57) должно соблюдаться условие $x \leq \xi_y h_0$.

§ III.6. РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ ПО НАКЛОННЫМ СЕЧЕНИЯМ

1. Основные расчетные формулы

Разрушение изгибаемых элементов по наклонному сечению происходит вследствие одновременного действия на него изгибающих моментов и поперечных сил — см. участок I балки на схеме рис. III.10. В соответствии с этим развиваются внутренние осевые усилия в арматуре, пересекаемой наклонной трещиной, а также усилия в бе-

тоне сжатой зоны. На рис. III.19 показана припорная часть железобетонного элемента, армированного продольной, поперечной и наклонной арматурой. Эта часть элемента отделена сечением, совмещенным с наклонной трещиной.

В расчетной схеме усилий (рис. III.19) предполагается, что на рассматриваемом участке балки внешние воздействия в виде изгибающего момента и поперечной силы, вычисленные от нагрузки и опорной реакции, уравновешиваются внутренними усилиями в продольной и поперечной арматуре и в бетоне, также выраженными соответственно в виде момента и поперечной силы обратного направления.

Поэтому расчет прочности элемента производят по наклонному сечению, совпадающему с разрушающей наклонной трещиной, по двум условиям: по поперечной силе и по изгибающему моменту.

При расположении нагрузки по высоте сечения наиболее опасное наклонное сечение проходит над местом приложения этой нагрузки.

Прочность элемента по наклонному сечению на действие поперечной силы считается обеспеченной, если соблюдается условие

$$Q_D \leq Q_{sw} + Q_{s,inc} + Q_b, \quad (III.58)$$

где Q_D — поперечная сила в балке от нагрузки и опорной реакции (при их расчетных значениях), расположенных на рассматриваемом участке балки, от конца до точки D (центр сжатой зоны); Q_{sw} — сумма осевых усилий в поперечных арматурных стержнях, пересекаемых наклонным сечением; $Q_{s,inc}$ — сумма проекций на нормаль к продольному направлению балки осевых усилий в наклонных арматурных стержнях, пересеченных наклонным сечением; Q_b — проекция на нормаль к продольному направлению балки равнодействующей напряжений в сжатой зоне балки.

Значение величины Q_{sw} определяют по выражениям

$$Q_{sw} = \Sigma R_{sw} A_{sw}; \quad Q_{sw} = q_{sw} c, \quad (III.59)$$

где q_{sw} — погонное усилие в поперечных стержнях, отнесенное к единице длины элемента, равно:

$$q_{sw} = \Sigma R_{sw} A_{sw} / c; \quad (III.60)$$

c — проекция наклонного сечения (в пределах от центра сжатой зоны до центра растянутой продольной арматуры) на продольное направление элемента.

Знак суммы в формуле (III.59) относится к числу поперечных стержней, попавших в проекцию с наклонного сечения.

Значение $Q_{s,inc}$ вычисляются как

$$Q_{s,inc} = \Sigma R_{sw} A_{s,inc} \sin \theta, \quad (III.61)$$

где θ — угол наклона отгибов к продольному направлению элемента.
Значение Q_b устанавливается по зависимости

$$Q_b = \varphi_{b2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2 / b, \quad (III.62)$$

но принимается не менее

$$Q_b \geq \varphi_{b4} (1 + \varphi_n) R_{bt} b h_0. \quad (III.63)$$

Коэффициент φ_{b2} принимается равным: для тяжелого бетона — 2, мелкозернистого — 1,7, легкого бетона при марке по плотности более D 1800—1,9, при D 1800—D 1500—1,7; при D 500 и менее — 1,5.

Коэффициент φ_{b4} принимается равным: для тяжелого бетона — 0,6, мелкозернистого — 0,5, легкого марки по плотности более D1800—0,5 при D1800 и менее — 0,4.

Коэффициент φ_f , учитывающий наличие полков тавровых сечений:

$$\varphi_f = 0,75 (b'_f - b) h'_f / b h_0 \leq 0,5, \quad (III.64)$$

где b'_f принимается не более $b + 3h'_f$.

При учете свесов таврового сечения поперечная арматура ребра балки должна быть надежно заанкерена в полке и ее количество должно быть не менее $\mu_w = 0,0015$.

Коэффициент φ_n , учитывающий влияние продольных сил, определяется по формулам:

при наличии продольных сжимающих сил N от внешней нагрузки или предварительного напряжения продольной арматуры, расположенной в растянутой зоне сечения элемента,

$$\varphi_n = 0,1N / R_{bt} b h_0 \leq 0,5; \quad (III.65)$$

при наличии продольных растягивающих сил

$$\varphi_n = -0,2N / R_{bt} b h_0 \leq 0,8. \quad (III.66)$$

В формуле (III.62) принимается $1 + \varphi_f + \varphi_n \leq 1,5$. Размер c проекции наклонной трещины в расчете принимается не более

$$c = 2h_0 \quad (III.67)$$

и не более c_0 , определяемого по условию

$$Q_{sw} + Q_{s,inc} = Q_b. \quad (III.68)$$

Помимо указанного, должна быть обеспечена прочность по наклонным сечениям на участках: между со-

седними хомутами в пределах размера s_w , между внутренней гранью опоры и верхом первого отгиба s_1 (см. рис. III.19), а также между низом одного отгиба и верхом последующего отгиба, если между ними может разместиться наклонное сечение.

Прочность элемента по наклонному сечению на действие изгибающего момента обеспечивается условием

$$M_D \leq M_s + M_{sw} + M_{s,inc}, \quad (\text{III.69})$$

M_D — изгибающий момент от нагрузки и опорной реакции балки (при их расчетном значении), расположенных на рассматриваемом участке балки, взятый относительно точки D (след оси, проходящей через точку положения равнодействующей напряжений в сжатой зоне и перпендикулярной плоскости действия момента). В формуле (III.69):

M_s — сумма моментов относительно той же точки усилий в продольной арматуре

$$M_s = R_s A_s z_s; \quad (\text{III.70})$$

M_{sw} — то же, от усилий в поперечных арматурных стержнях, пересекаемых наклонным сечением

$$M_{sw} = \Sigma R_s A_{sw} z_{sw}; \quad (\text{III.71})$$

M_i — то же, от усилий в отгибах

$$M_i = \Sigma R_s A_{s,inc} \cdot z_{s,inc}. \quad (\text{III.72})$$

Прочность элементов на действие изгибающего момента по наклонным сечениям проверяется в местах обрыва (или отгиба) продольной арматуры в пролете, в приопорной зоне балки, где при отсутствии анкеров сопротивление продольных арматурных стержней в месте пересечения их наклонным сечением снижается при недостаточной анкеровке, в местах резкого изменения сечения элементов (опорные подрезки, узлы и др.)

В отдельных случаях условие прочности по изгибающему моменту (III.69) удовлетворяется без расчета при соблюдении определенных конструктивных требований, о которых будет сказано далее.

Условие прочности по поперечной силе (III.58), как правило, требует особого расчета.

Согласно практическим рекомендациям для элементов прямоугольного, таврового и других подобных профилей должно соблюдаться условие для предельного значения поперечной силы, действующей в нормальном се-

чении, расположенном на расстоянии не более чем h_0 от опоры,

$$Q \leq 0,3\varphi_{\omega 1} \varphi_{b1} b h_0 R_b. \quad (\text{III.73})$$

Им обеспечивается прочность бетона вследствие его сжатия в стенке балки между наклонными трещинами от действия здесь наклонных сжимающих усилий. В выражении (III.73) коэффициент $\varphi_{\omega 1}$, учитывающий влияние поперечных стержней балки,

$$\varphi_{\omega 1} = 1 + \eta \nu \mu_{\omega}, \quad (\text{III.74})$$

где $\eta = 5$ при хомутах, нормальных к продольной оси элемента; $\eta = 10$ — при хомутах, наклонных под углом 45° к продольной оси элемента;

$$\nu = E_s/E_b; \quad \mu_{\omega} = A_{sw}/b s_w, \quad (\text{III.75})$$

а коэффициент φ_{b1}

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta R_b, \quad (R_b \text{ в МПа}), \quad (\text{III.76})$$

где β — коэффициент, принимаемый равным: 0,01 для тяжелого мелкозернистого бетона, 0,02 для легкого бетона.

В балках без поперечной арматуры с целью ограничения развития трещин должно соблюдаться условие

$$Q \leq \varphi_{b3} (1 + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2 / c, \quad (\text{III.77})$$

однако Q должно быть в пределах

$$Q_{\max} = 2,5 R_{bt} b h_0 \text{ и } Q_{\min} = \varphi_{b4} (1 - \varphi_n) R_{bt} b h_0. \quad (\text{III.78})$$

В формуле (III.77) коэффициент $\varphi_{b3} = 1,5$ для тяжелого бетона, 1,2 для мелкозернистого и легкого при марках по плотности D1900 и более, а при D1800 и ниже — 1,0.

Если нормальные трещины в растянутой от изгиба зоне поперечного сечения элемента отсутствуют, для расчета прочности элемента вместо условия (III.58) может быть применено следующее:

$$Q \leq R_{bt} b (I_{red}/S_{red}) \sqrt{1 + (\sigma_x + \sigma_y)/R_{bt} + \sigma_x \sigma_y / R_{bt}^2}, \quad (\text{III.79})$$

где σ_x, σ_y — нормальные сжимающие напряжения в бетоне на площадках, соответственно перпендикулярной к продольной оси элемента, на уровне центра сечения от внешней нагрузки и усилия предварительного обжатия; S_{red}, I_{red} — соответственно статический момент части приведенного сечения, расположенной по одну сторону от оси, проходящей через центр тяжести, и момент инерции приведенного сечения относительно той же оси. Значения $\sigma_x, \sigma_y, S_{red}, I_{red}$ вычисляются для сплошного сечения по упругому состоянию бетона и арматуры.

Прочность по наклонным сечениям элементов переменной высоты вычисляется по выше приведенным формулам, в которых в пределах рассматриваемого наклонного сечения рабочая высота сечения h_0 принимается по наибольшему ее значению для элементов с поперечной арматурой и среднему значению для элементов без поперечной арматуры.

2. Расчет поперечных стержней

Рассмотрим изгибаемый элемент прямоугольного поперечного сечения, без предварительного напряжения, с поперечным армированием без отгибов, что часто встречается в практике.

Расчетным из всех возможных наклонных сечений, начинающихся в точке B (рис. III.20), является сечение, которое имеет наименьшую несущую способность. Учтем на основании рис. III.20 и формул (III.59) и (III.60), что

$$\left. \begin{aligned} Q_D &= Q - pc; \\ \Sigma R_{sw} A_{sw} &= q_{sw} c, \end{aligned} \right\} \text{ (III.80)}$$

где Q — поперечная сила в начале наклонного сечения (рис. III.20); q_{sw} — усилие, воспринимаемое поперечными стержнями, отнесенное к единице длины элемента.

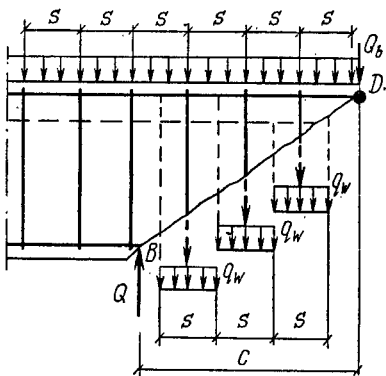


Рис. III.20. Усилия в поперечных стержнях, принимаемые при расчете балки по наклонным сечениям

Из выражения (III.62), принимая во внимание, что коэффициенты $\varphi_f = 0$, $\varphi_N = 0$, находим

$$Q_b = \varphi_{b2} R_{bt} b h_0^2 / c = B / c, \quad \text{(III.81)}$$

где

$$B = \varphi_{b2} R_{bt} b h_0^2. \quad \text{(III.82)}$$

Подставив выражения (III.81) и (III.80) в формулу (III.58), с учетом равенства (III.60) найдем

$$Q \leq (q_{sw} + p) c + B / c, \quad \text{(III.83)}$$

Наименьшая несущая способность наклонного сечения, очевидно, определится из условия

$$dQ/dc = (q_{sw} + p) - B/c^2 = 0.$$

Отсюда получаем значение проекции расчетного наклонного сечения

$$c = \sqrt{B/(q_{sw} + p)} = \sqrt{\varphi_{b2} R_{bt} b h_0^2 / (q_{sw} + p)}. \quad (\text{III.84})$$

Подставив это значение в выражение (III.83), получим условие прочности по поперечной силе с учетом наименьшего значения несущей способности наклонного сечения:

$$Q \leq 2 \sqrt{B (q_{sw} + p)}.$$

С учетом значения B по формуле (III.81) поперечная сила Q_{wb} , воспринимаемая хомутами и бетоном в расчетном наклонном сечении,

$$Q_{wb} = 2 \sqrt{\varphi_{b2} R_{bt} b h_0^2 (q_{sw} + q)}. \quad (\text{III.85})$$

В реальных условиях во многих случаях нагрузка p принимается равномерно распределенной только для расчета, а на самом деле она сосредоточена в отдельных местах. Может оказаться, что на протяжении наклонного сечения она в действительности отсутствует. Поэтому нагрузку следует учитывать лишь тогда, когда она фактически равномерно распределена, как, например, при давлении воды или грунта.

Принимая $p=0$ в формулах (III.84) и (III.85), находим, что несущая способность сечения по поперечной силе, обеспечиваемая сопротивлением бетона сжатой зоны и сопротивлением хомутов, равна:

$$Q_{wb} = 2 \sqrt{\varphi_{b2} R_{bt} b h_0^2 q_{sw}}. \quad (\text{III.86})$$

При этом длина проекции расчетного наклонного сечения определяется выражением

$$c_0 = \sqrt{\varphi_{b2} R_{bt} b h_0^2 / q_{sw}}. \quad (\text{III.87})$$

На основании схемы, изображенной на рис. III.20, можно записать соотношение

$$q_{sw} s = R_{sw} A_{sw} n, \quad (\text{III.88})$$

где s — шаг поперечных стержней (хомутов); A_{sw} — сечение одного поперечного стержня (одной ветви хомута); n — число поперечных стержней в сечении элемента.

В расчетах обычно задаются диаметром поперечных стержней и их числом в поперечном сечении элемента, оперируя далее значением $A_{sw}n$ как известным.

Из выражения (III.86) определяют требуемую интенсивность поперечного армирования, имея в виду, что заданное $Q = Q_{wb} = Q_w + Q_b$,

$$q_{sw} = Q^2 / 4\varphi_{b2} b h_0^2 R_{bt}. \quad (\text{III.89})$$

Этому значению q_{sw} должно отвечать усилие в хомутах на единицу длины элемента

$$q_{sw} = R_{sw} A_{sw} n / s. \quad (\text{III.90})$$

Пользуясь этой формулой, нужно иметь в виду, что вводимая в расчет по формуле (III.89) поперечная сила Q , как следует из анализа выражений (III.83) и (III.84), воспринимается поровну поперечной арматурой и бетоном, т. е.

$$Q_b = Q_w = 0,5Q.$$

Согласно требованию (III.63), это значение Q_b должно быть не менее

$$Q_b \geq \varphi_{b4} R_{bt} b h_0. \quad (\text{III.91})$$

При установлении шага поперечных стержней помимо расчетных условий должны приниматься во внимание также конструктивные требования (см. § III.1).

На отдельных участках балки интенсивность поперечного армирования (шаг, диаметр стержней) может быть различной. Начало расчетных наклонных сечений выбирают на грани опоры, где $Q_1 = Q_{wb1}$, и в месте, где $Q = Q_{wb2}$ (рис. III.21, а). Соответственно принимаются расчетные значения поперечной силы. Участок 1 элемента с интенсивностью q_{sw1} простирается от опоры до места, где $Q = Q_{wb2}$ (рис. III.21, а), за которым начинается участок 2 с интенсивностью поперечного армирования q_{sw2} .

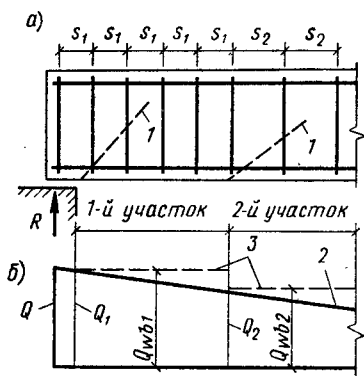


Рис. III.21. Расчетные наклонные сечения на участках балки с разным шагом поперечных стержней

а — расчетная схема; б — эпюры поперечных сил; 1 — расчетные наклонные сечения; 2 — эпюра Q из статического расчета балки; 3 — очертание эпюры Q_{wb}

§ III.7. УСЛОВИЯ ПРОЧНОСТИ ПО НАКЛОННЫМ СЕЧЕНИЯМ НА ДЕЙСТВИЕ МОМЕНТА

Несущая способность наклонного сечения по изгибающему моменту [см. правую часть неравенства (III.58)] не должна быть ниже несущей способности нормального сечения, проходящего через ту же точки D (центр сжатой зоны), отмеченную на рис. III.22. При определенных конструктивных условиях, рассматриваемых ниже, это требование может быть выполнено, и тогда расчет наклонных сечений по изгибающему моменту можно не производить.

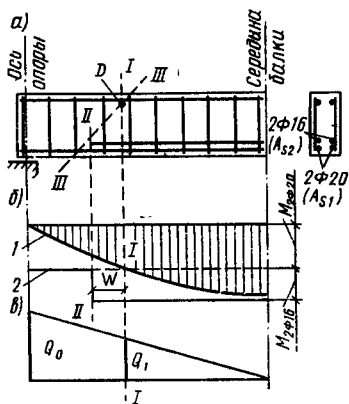


Рис. III.22. Определение места обрыва стержней в пролете (пример)

a — схема армирования; b — эпюра моментов; $в$ — эпюра поперечных сил; $I-I$ — место теоретического обрыва стержней $2\phi 16$ мм; $II-II$ — место их фактического обрыва; 1 — эпюра расчетных моментов от нагрузки; 2 — эпюра моментов, воспринимаемых нормальными сечениями элемента (эпюра материалов)

Если всю продольную растянутую арматуру, определенную по нормальному сечению с максимальным изгибающим моментом, доводят до опор с надлежащей ее анкерровкой, то условие прочности по изгибающему моменту удовлетворяется в любом наклонном сечении даже без учета поперечной арматуры лишь благодаря одной продольной арматуре. В этих условиях необходимость расчета наклонных сечений по изгибающему моменту отпадает.

Если выполняется анкерровка продольной арматуры на свободной опоре в соответствии с указаниями § III.1, т. е. обеспечивается

полное сопротивление продольной арматуры в пролете, то условия прочности элемента на изгиб гарантируются во всех наклонных сечениях, начинающихся у грани опоры. Для опорной зоны элементов с продольной арматурой без анкервов расчетное сопротивление арматуры принимают сниженным согласно § I.3 при расчете прочности по изгибающему моменту по формуле (III.69).

Если анкеровка продольных стержней недостаточна для обеспечения их работы с полным сопротивлением в рассматриваемом сечении, то предусматривают мероприятия по усилению анкеровки: постановку косвенной арматуры в зоне анкеровки, приварку к концам стержней анкерующих пластин или закладных деталей, отгиб анкерующих стержней; при этом размер заделки стержней должен быть не менее $10d$.

В целях экономии металла часть продольной арматуры (не более 50 % расчетной площади) может не доводиться до опор, а обрываться в пролете там, где она уже не требуется согласно расчету прочности элемента по нормальным сечениям.

Обрываемые стержни должны быть заведены за место своего теоретического обрыва согласно эпюре изгибающих моментов (сечение $I—I$ на рис. III.22) на некоторую длину ω , на протяжении которой (для гарантии условия прочности по изгибающим моментам) в наклонных сечениях (сечение $III—III$ на рис. III.22, *a*) отсутствие обрываемых стержней компенсируется поперечной арматурой.

Требуемый размер ω устанавливается расчетом прочности элемента по наклонному сечению $III—III$ на действие изгибающего момента, которое равнопрочно с нормальным сечением $I—I$. По указанию норм он во всех случаях должен приниматься не менее $\omega = 20d$, где d — диаметр обрываемого стержня.

На примере рис. III.22 поясняется определение места обрыва стержней в пролете. На эпюру моментов от внешних расчетных нагрузок наносят ординаты момента, воспринимаемого нормальным сечением железобетонного элемента с тем количеством арматуры, которое доводится до опоры, не обрываясь (на рис. III.22 — A_{s1} для $2\varnothing 20$, изгибающего момента $M_{2\varnothing 20}$). Значение этой ординаты находят по формуле

$$M_{2\varnothing 20} = R_s A_{s1} z_b.$$

Точки пересечения ординаты $M_{2\varnothing 20}$ с эпюрой расчетных моментов определяют места теоретического обрыва $I—I$. Место действительного обрыва стержней $II—II$ отстоит от теоретического на расстоянии ω . На эпюре поперечных сил отмечена ордината Q_1 , вводимая в расчет при определении ω .

§ III.8. РАСЧЕТ ПО НАКЛОННЫМ СЕЧЕНИЯМ ЭЛЕМЕНТОВ С ЖЕСТКОЙ АРМАТУРОЙ

Испытания показали, что железобетонные изгибаемые элементы с жесткой и обычной арматурой имеют одинаковый характер разрушения под действием поперечной силы. Перед разрушением наклонные трещины значительно раскрываются. Это указывает на то, что по-

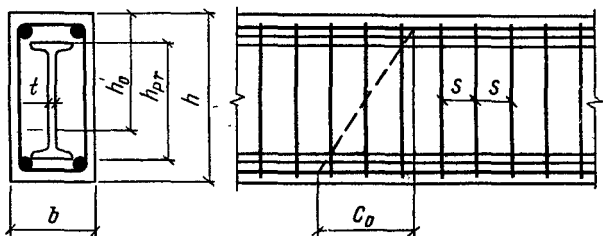


Рис. III.23. К расчету по наклонным сечениям изгибаемых элементов прямоугольного сечения, армированных жесткой арматурой

перечные стержни и стенка профиля находятся в состоянии текучести. Сжатая зона бетона (на продолжении наклонной трещины) разрушается от совместного действия сжатия и среза. Возможно также разрушение бетона в наклонном сечении от главных сжимающих напряжений.

Несущая способность изгибаемого элемента с жесткой арматурой (рис. III.23) в наклонном сечении складывается из сопротивления поперечных стержней и стенки профиля, а также из сопротивления бетона сжатой зоны.

Условие прочности имеет вид

$$Q < (tR_{pr} H/h_0 + R_{sw} A_{sw} n/s) c_0 + \varphi_{b2} R_{bt} b h_0^2/c_0 = q_s c_0 + B/c_0, \quad (\text{III.92})$$

где

$$q_s = tR_{pr} h_{pr}/h_0 + R_{sw} A_{sw} n/s; \quad B = \varphi_{b2} R_{bt} b h_0^2; \quad (\text{III.93})$$

h_{pr} — высота профиля жесткой арматуры; h_0 — рабочая высота сечения, измеряемая от сжатой грани сечения до равнодействующей усилий в растянутой зоне в гибкой и жесткой арматуре; t — толщина стенки профиля.

Проекция наклонной трещины в пределах h_0 в невы-

годнейшем наклонном сечении может быть определена аналогично тому, как это делалось выше:

$$c_0 = \sqrt{B/q_s}. \quad (III.94)$$

Подставляя c_0 в (III.92), найдем, что

$$Q \leq 2 \sqrt{\varphi_{b2} b h_0^2 R_{bt} q_s}. \quad (III.95)$$

При проверке прочности наклонных сечений по поперечной силе непосредственно используются формулы (III.92) и (III.95). При подборе поперечной арматуры сначала определяют

$$q_s = Q^2 / \varphi_{b2} R_{bt} b h_0^2, \quad (III.96)$$

а затем устанавливают ее конструкцию в соответствии с зависимостью (III.93).

ГЛАВА IV. СЖАТЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

§ IV.1. КОНСТРУКТИВНЫЕ ОСОБЕННОСТИ СЖАТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

К центрально-сжатым элементам условно относят: промежуточные колонны в зданиях и сооружениях, верхние пояса ферм, нагруженных по узлам, восходящие раскосы и стойки решетки ферм (рис. IV.1), а также некоторые другие конструктивные элементы. В действительности, из-за несовершенства геометрических форм элементов конструкций, отклонения их реальных размеров от назначаемых по проекту, неоднородности бетона и других причин обычно центральное сжатие в чистом виде не наблюдается, а происходит внецентренное сжатие с так называемыми случайными эксцентриситетами.

По форме поперечного сечения сжатые элементы со случайным эксцентриситетом делают чаще всего квадратными или прямоугольными, реже круглыми, многогранными, двутавровыми.

Размеры поперечного сечения колонн определяют расчетом. В целях стандартизации опалубки и арматурных каркасов размеры прямоугольных колонн назначают кратными 50 мм, предпочтительнее кратными 100 мм.

Чтобы обеспечить хорошее качество бетонирования, монолитные колонны с поперечными размерами менее 25 см к применению не рекомендуются.

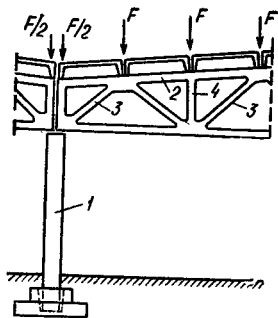


Рис. IV.1. Сжатые элементы со случайными эксцентриситетами

1 — промежуточные колонны (при одинаковом двустороннем нагружении); 2 — верхний пояс ферм (при узловом приложении нагрузки); 3 — восходящие раскосы; 4 — стойки

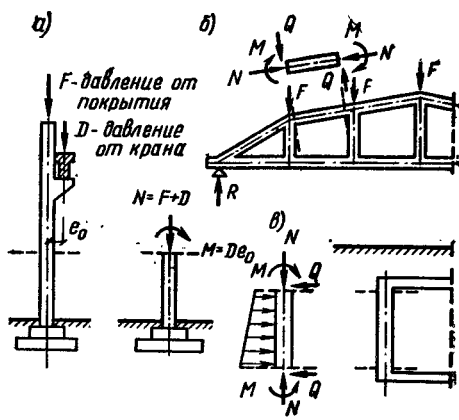


Рис. IV.2. Вицентрично сжатые элементы

а — колонна производственного здания; б — верхний пояс безраскосной фермы; в — стена подземного резервуара

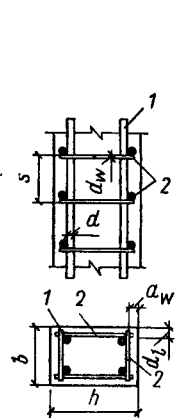


Рис. IV.3. Схема армирования сжатых элементов
1 — продольные стержни; 2 — поперечные стержни; a_1 — защитный слой бетона продольной арматуры; a_2 — то же, поперечной арматуры

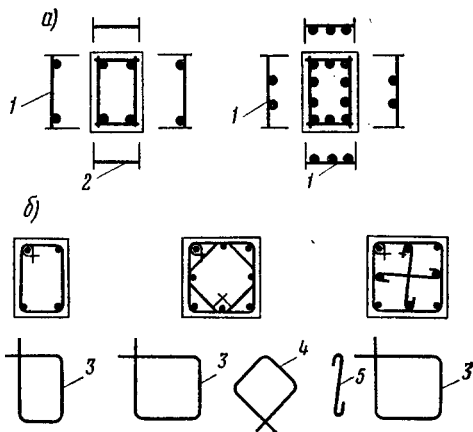


Рис. IV.4. Армирование сжатых элементов со случайными эксцентриситетами

а — сварными каркасами; б — вязаными каркасами; 1 — сварные каркасы; 2 — соединительные стержни; 3 — хомуты; 4 — дополнительные хомуты; 5 — шпильки

В условиях внецентренного сжатия находятся колонны одноэтажных производственных зданий, загруженные давлением от кранов (рис. IV.2, а), верхние пояса безраскосных ферм (рис. IV.2, б), стены прямоугольных в плане подземных резервуаров, воспринимающие боковое давление грунта или жидкости и вертикальное давление от покрытия (рис. IV.2, в). В них действуют сжимающие силы N и изгибающие моменты M .

Расстояние между направлением сжимающей силы и продольной осью элемента e_0 называется эксцентриситетом. В общем случае в любом месте элемента статически определимых конструкций значение эксцентриситета определяют по выражению

$$e_0 = M/N + e_a, \quad (IV.1)$$

где e_a — случайный эксцентриситет (подробнее см. § IV.2). Для элементов статически неопределимых конструкций принимается $e_0 = M/N$, но не менее e_a .

Поперечные сечения внецентренно сжатых элементов целесообразно делать развитыми в плоскости действия момента.

Для сжатых элементов применяют бетон классов по прочности на сжатие не ниже В15, для сильно загруженных не ниже В25.

Колонны армируют продольными стержнями диаметром 12—40 мм (рабочая арматура) преимущественно из горячекатаной стали класса А-III и термомеханически упрочненной Ат-IIIС, а также поперечными стержнями из горячекатаной стали классов А-III, А-II, А-I и проволоки класса В-I (рис. IV.3). Продольную и поперечную арматуру сжатых со случайными эксцентриситетами и внецентренно сжатых элементов объединяют в плоские и пространственные каркасы, сварные или вязаные (рис. IV.4, IV.5).

Насыщение поперечного сечения продольной арматурой элементов, сжатых со случайными эксцентриситетами, оценивают коэффициентом μ по формуле (III.12) или процентом армирования (значения в 100 раз больше), где под A_s подразумевается суммарная площадь сечения всех продольных стержней.

В практике для сжатых стержней обычно принимают армирование не более 3 %.

Во внецентренно сжатых элементах с расчетными эксцентриситетами продольные стержни размещают вблизи коротких граней поперечного сечения элемента

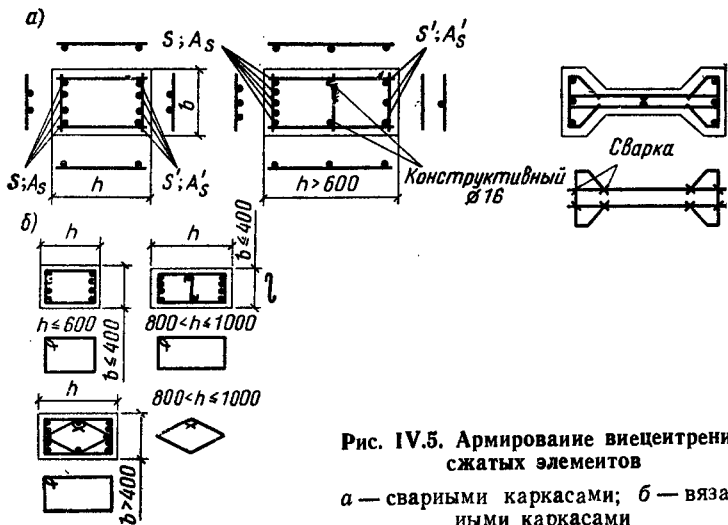


Рис. IV.5. Армирование внецентренно сжатых элементов

а — сварными каркасами; б — вязаными каркасами

(рис. IV.5): арматуру S с площадью сечения A_s у грани, более удаленной от сжимающей силы, и арматуру S' с площадью сечения A'_s у грани, расположенной ближе к продольной силе. Насыщение поперечного сечения внецентренно сжатых элементов оценивают коэффициентом армирования по площади сечения рабочих стержней продольной арматуры, расположенных у одной из коротких граней. Армирование внецентренно сжатых стержней в практике составляет 0,5—1,2 % площади сечения элемента.

Если площади сечения арматуры S и S' одинаковы, армирование называют симметричным; оно предпочтительнее, чем несимметричное армирование.

Минимальная площадь сечения продольной арматуры S и S' во внецентренно сжатых элементах, согласно нормам, допускается равной (%):

0,05	в элементах при $l_0/i < 17$
0,1	» » » $17 \leq l_0/i \leq 35$
0,2	» » » $35 \leq l_0/i \leq 83$
0,25	» » » $l_0/i > 83$

Здесь i — радиус инерции сечения элемента в плоскости эксцентриситета продольной силы; l_0 — расчетная длина сжатого элемента (указания по ее определению см. во второй части).

Рабочие стержни в поперечном сечении колонны размещают возможно ближе к поверхности элемента с соблюдением минимальной толщины защитного слоя a_l , которая по требованиям нормативов должна быть не менее диаметра стержней арматуры и не менее 20 мм (см. рис. IV.3).

Колонны сечением до 40×40 см можно армировать четырьмя продольными стержнями (см. рис. IV.4), что соответствует наибольшему допустимому расстоянию между стержнями рабочей арматуры; наименьшее расстояние между ними в свету допускается 50 мм, если стержни при бетонировании расположены вертикально, а при горизонтальном расположении 25 мм для нижней и 30 мм для верхней арматуры, и при всех случаях не менее размера наибольшего диаметра стержня. При расстоянии между рабочими стержнями более 400 мм следует предусматривать промежуточные стержни по периметру сечения элемента с тем, чтобы расстояние между продольными стержнями не превышало 400 мм.

Поперечные стержни ставят без расчета, но с соблюдением требований норм. Расстояние между ними (по условию обеспечения продольных стержней от бокового выпучивания при сжатии) s (см. рис. IV.3) должно быть при сварных каркасах не более $20d$, при вязаных — $15d$, но не более 500 мм (здесь d — наименьший диаметр продольных сжатых стержней). Расстояния s округляют до размеров, кратных 50 мм.

Диаметр поперечных стержней d_w в сварных каркасах должен удовлетворять условиям свариваемости (см. прил. IX). Диаметр хомутов вязаных каркасов должен быть не менее 5 мм и не менее $0,25d$, где d — наибольший диаметр продольных стержней. Толщина защитного слоя поперечных стержней a_w должна быть не менее 15 мм.

Соединять продольные стержни по длине элемента не рекомендуется.

В местах стыков каркасов на длине перепуска стержней расстояние между поперечными стержнями должно быть не более $10d$ (d — диаметр соединяемых стержней).

Если общее насыщение элемента арматурой более 3 %, то поперечные стержни необходимо устанавливать на расстоянии не более $10d$ и не более 300 мм.

Плоские сварные каркасы объединяют в пространст-

венные с помощью поперечных стержней, привариваемых контактной точечной сваркой к угловым продольным стержням плоских каркасов (см. рис. IV.5, а). Если в сварных каркасах у больших граней сечения элемента размещены промежуточные стержни, то эти стержни (принадлежащие противоположным каркасам) соединяют между собой дополнительными шпильками, устанавливаемыми по длине элемента с шагом, равным шагу поперечных стержней плоских каркасов.

В вязаных каркасах продольные стержни укрепляют хомутами на перегибах хомутов по крайней мере через один, при ширине грани не более 400 мм и числе продольных стержней у этой грани не более четырех допускается охват всех продольных стержней одним хомутом (см. рис. IV.5, б).

Предварительное напряжение применяют для внецентренно сжатых элементов с большими эксцентриситетами сжимающей силы, когда изгибающие моменты значительны и вызывают растяжение части сечения, а также для элементов очень большой гибкости. Повышение трещиностойкости и жесткости элемента посредством предварительного напряжения полезно в первом случае для эксплуатационного периода, во втором для периода изготовления, транспортирования и монтажа.

Применять очень гибкие центрально-сжатые элементы нерационально, поскольку несущая способность их сильно снижается вследствие большой деформативности. Во всех случаях элементы из тяжелого бетона и бетона на пористых заполнителях должны иметь гибкость $\lambda = l_0/i \leq 200$ в любом направлении, а колонны зданий $\lambda = l_0/i \leq 120$.

§ IV.2. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ПРИ СЛУЧАЙНЫХ ЭКСЦЕНТРИСИТЕТАХ

Эксперименты показали, что сопротивление коротких центрально-сжатых элементов внешнему усилию складывается из сопротивления бетона и продольной арматуры. При этом обычно бетон достигает своего предела прочности, а арматура — предела текучести; это обусловлено достаточно большими неупругими деформациями сильно напряженного бетона.

На несущую способность длинных (гибких) сжатых железобетонных элементов заметное влияние оказывают

случайные эксцентриситеты, явление продольного изгиба, длительное воздействие нагрузки.

По нормам случайные эксцентриситеты e_a должны приниматься равными большему из следующих значений: $1/30$ высоты сечения элемента, $1/600$ длины элементы (или ее части между местами, закрепленными от поперечных перемещений). В сборных конструкциях следует учитывать возможность образования случайного эксцентриситета вследствие смещения элементов на опорах из-за неточностей монтажа; при отсутствии опытных данных значение этого эксцентриситета принимается не менее 1 см.

Некоторые элементы прямоугольного сечения, а именно с симметричным армированием стержнями из стали классов А-I, А-II, А-III при $l_0 \leq 20h$ и эксцентриситете $e_0 = e_a \leq h/30$ в практике допускается рассчитывать по несущей способности (предельное состояние первой группы) как центрально-сжатые, исходя из условия

$$N \leq \eta \varphi [R_b A + R_{sc} (A_s + A'_s)]. \quad (IV.2)$$

Здесь N — продольное сжимающее усилие, вычисленное при расчетных нагрузках; $A = hb$ — площадь сечения элемента; h и b — высота и ширина сечения; η — коэффициент условий работы, равный 0,9 при $h \leq 200$ мм и 1 при $h > 200$ мм; φ — коэффициент, учитывающий длительность загрузения, гибкость и характер армирования элемента, вычисляемый по зависимости

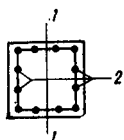
$$\varphi = \varphi_b + 2(\varphi_r - \varphi_b) R_{sc} (A_s + A'_s) / R_b A, \quad (IV.3)$$

но принимаемый не более φ_r ; причем значения φ_b и φ_r находят по табл. IV.1, в которой N_l — продольная сила от действия постоянных, длительных и кратковременных нагрузок; A_s или A'_s — половина площади сечения всей арматуры в поперечном сечении элемента, включая и промежуточные стержни, расположенные у граней, параллельных рассматриваемой плоскости.

Несущую способность сжатого элемента со случайными эксцентриситетами при всех известных данных о размерах поперечного сечения элемента, армирования, материалах и нагрузке проверяют по формуле (IV.2), для чего предварительно по формуле (IV.3) и табл. IV.1 находят коэффициент φ .

Если предварительно приняты размеры поперечного сечения и необходимо найти лишь площадь сечения арматуры, следует воспользоваться выражением (IV.2), из

Таблица IV.1. Коэффициенты φ_b и φ_r для элементов из тяжелого бетона



1—1 — рассматриваемая плоскость;
2 — промежуточные стержни

N_l/N	l_0/h							
	6	8	10	12	14	16	18	20
	Коэффициент γ_b							
0	0,93	0,92	0,91	0,9	0,89	0,86	0,83	0,80
0,5	0,92	0,91	0,9	0,88	0,85	0,81	0,78	0,65
1,0	0,92	0,91	0,89	0,86	0,81	0,74	0,63	0,55

Коэффициент φ_r

А. При площади сечения промежуточных стержней, расположенных у граней, параллельных рассматриваемой плоскости, менее $\frac{1}{3}(A_s + A'_s)$

0	0,93	0,92	0,91	0,9	0,89	0,87	0,84	0,81
0,5	0,92	0,92	0,91	0,9	0,87	0,84	0,80	0,75
1	0,92	0,91	0,9	0,88	0,86	0,82	0,77	0,70

Б. При площади сечения промежуточных стержней, расположенных у граней, параллельных рассматриваемой плоскости, не менее $\frac{1}{3}(A_s + A'_s)$

0	0,92	0,92	0,91	0,89	0,87	0,84	0,80	0,75
0,5	0,92	0,91	0,9	0,87	0,83	0,79	0,72	0,65
1	0,92	0,91	0,89	0,86	0,8	0,74	0,66	0,58

которого искомая площадь сечения арматуры

$$(A_s + A'_s) = N/\eta\varphi R_{sc} - AR_b/R_{sc}, \quad (IV.4)$$

где φ — устанавливается методом последовательного приближения.

Поперечные размеры центрально-сжатого элемента и площадь сечения арматуры при заданных нагрузке, расчетной длине и материалах определяют, первоначально задаваясь значениями $\varphi = \eta = 1$, $A_s + A'_s = \mu A = 0,01A$. Из условия (IV.2) вычисляют

$$A = N/\eta\varphi (R_b + \mu R_{sc}) \quad (IV.5)$$

назначают размеры поперечного сечения элемента с учетом их унификации. Затем вычисляют отношение I_0/h и подбирают $(A_s + A'_s)$ способом, указанным выше. Если окажется, что процент армирования рассчитанного сечения не удовлетворяет условию $\mu_{\min} \% \leq \mu \% \leq \mu_{\max} \%$ (3%), то поперечные размеры элемента следует изменить и повторно вычислить значения φ , $(A_s + A'_s)$. Сечение можно считать подобранным удовлетворительно, если $\mu = 1...2\%$.

§ IV.3. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ЛЮБОГО СИММЕТРИЧНОГО СЕЧЕНИЯ, ВНЕЦЕНТРЕННО СЖАТЫХ В ПЛОСКОСТИ СИММЕТРИИ

При нагружении элементов любого симметричного сечения, внецентренно сжатых в плоскости симметрии, до предела их несущей способности в стадии III (см. § II.1) наблюдаются два случая разрушения.

Случай 1 относится к внецентренно сжатым элементам с относительно большими эксцентриситетами продольной силы. Напряженное состояние (как и разрушение элемента) по характеру близко к напряженному состоянию изгибаемых непереармированных элементов (рис. IV.6, а). Часть сечения, более удаленная от точки приложения силы, растянута, имеет трещины, расположенные нормально к продольной оси элемента; растягивающее усилие этой зоны воспринимается арматурой; часть сечения, расположенная ближе к сжимающей силе, сжата вместе с находящейся в ней арматурой. Разрушение начинается с достижения предела текучести (физического или условного) в растянутой арматуре. Разрушение элемента завершается достижением предельного сопротивления бетона и арматуры сжатой зоны при сохранении в растянутой арматуре постоянного напряжения, если арматура обладает физическим пределом текучести, или возрастающего напряжения, если арматура физического предела текучести не имеет. Процесс разрушения происходит постепенно, плавно.

Случай 2 относится к внецентренно сжатым элементам с относительно малыми эксцентриситетами сжимающей силы. Этот случай охватывает два варианта напряженного состояния: когда все сечение сжато (рис. IV.6, б, эпюра 1, показанная пунктиром) или когда сжа-

та его бóльшая часть, находящаяся ближе к продольной силе, а противоположная часть сечения испытывает относительно слабое растяжение (рис. IV.6, б, эпюра 2). Разрушается элемент вследствие преодоления предельных сопротивлений в бетоне и арматуре в части сечения, ближе расположенной к силе. При этом напряжения (сжимающие или растягивающие) в части сечения, удаленной от сжимающей силы, остаются низкими, и прочность материалов здесь недоиспользуется.

Внецентренно сжатые элементы в плоскости действия момента рассчитывают с учетом расчетного эксцентриситета продольных сил и случайного эксцентриситета e_a [см. формулу (V.1)].

Прочность элемента в плоскости, перпендикулярной плоскости изгиба, проверяют на действие продольной силы только со своим случайным эксцентриситетом e_a .

На рис. IV.6 приведены схемы усилий, принимаемые при расчете прочности элементов (любого симметричного сечения), сжатых с эксцентриситетом в плоскости симметрии, по случаям 1 и 2. В элементах, работающих по случаю 1, при расчете их несущей способности в сжатой зоне расчетное сопротивление бетона принимают постоянным, равным R_b , а в растянутой и сжатой арматуре расчетные сопротивления принимают равными соответственно R_s и R_{sc} . При расчете несущей способности элементов, работающих по случаю 2, действительную эпюру сжимающих напряжений, изображенную на рис. IV.6, б пунктирной линией, заменяют прямоугольной с ординатой, равной R_b , а расчетное сопротивление в сжатой арматуре S' с площадью сечения A'_s принимают равным R_{sc} . В арматуре S с площадью сечения A_s напряжение σ_s ниже расчетного.

Схема усилий по рис. IV.6, а отвечает сжатым элементам при условии, когда $\xi = x/h_0 \leq \xi_y$, а по рис. IV.6, б, когда $\xi = x/h_0 > \xi_y$, где ξ_y — значение граничной относительной высоты сжатой зоны, определяемое по формуле (II.42).

При $\xi = x/h_0 \leq \xi_y$ (см. рис. IV.6, а) положение границы сжатой зоны определяют из равенства значений расчетной продольной силы N от действия внешних расчетных нагрузок и суммы проекций внутренних расчетных сил в арматуре и сжатой зоне бетона на продольную ось элемента

$$N = R_b A_{bc} + R_{sc} A'_s - R_s A_s. \quad (IV.6)$$

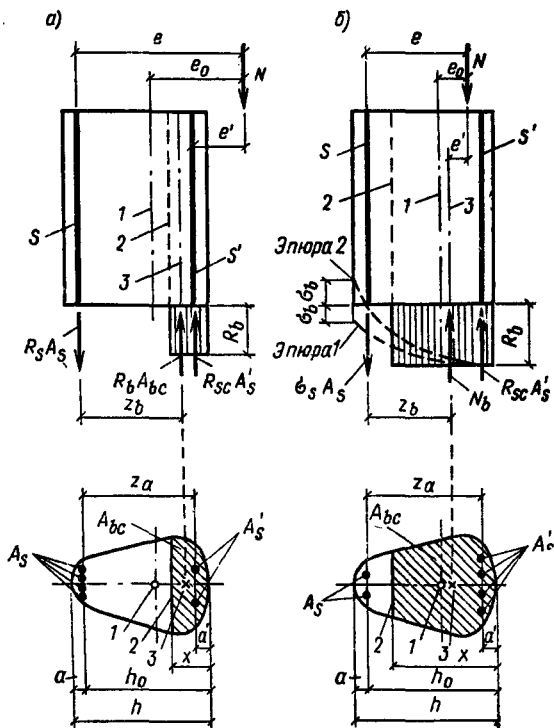


Рис. IV.6. Расчетные схемы внецентренно сжатых элементов

a — при $\xi = x/h_0 \leq \xi_y$; *б* — при $\xi = x/h_0 > \xi_y$; 1 — геометрическая ось элемента в расчетной схеме конструкции; 2 — граница сжатой зоны; 3 — центр тяжести площади бетона сжатой зоны; *S* — арматура, более удаленная от положения продольной сжимающей силы; *S'* — арматура, ближе расположенная к продольной сжимающей силе

Условие достаточной несущей способности элемента устанавливают из сопоставления изгибающего момента $M = Ne$ от действия внешних расчетных нагрузок и суммы моментов указанных внутренних сил, взятых относительно оси, нормальной к плоскости действия изгибающего момента и проходящей через точку приложения равнодействующей усилий в арматуре *S*, растянутой от действия внешней силы:

$$Ne \leq R_b A_{bc} z_b + R_{sc} A'_s z_s. \quad (IV.7)$$

В выражении (IV.7)

$$z_s = h_0 - a'. \quad (IV.8)$$

На рис. IV.6, а обозначены e и e' — расстояния от продольной силы N до центра тяжести площади сечения арматуры соответственно A_s — растянутой и A'_s — сжатой от действия внешних усилий.

При $\xi = x/h_0 > \xi_y$ (рис. IV.6, б) прочность сжатых элементов также рассчитывают по формуле (IV.7), а высоту сжатой зоны для элементов из бетона классов В30 и ниже с ненапрягаемой арматурой классов А-I, А-II, А-III определяют из равенства

$$N = R_b A_{bc} + R_{sc} A'_s - \sigma_s A_s. \quad (IV.9)$$

В нем напряжение в арматуре σ_s устанавливается по формуле

$$\sigma_s = [2(1 - x/h_0)/(1 - \xi_y) - 1] R_s. \quad (IV.10)$$

Для элементов же из бетона классов выше В30 с арматурой классов выше А-III (напрягаемой и ненапрягаемой) напряжение σ_s следует определять по зависимости

$$\sigma_s = \sigma_{sp} + \sigma_{s2} (\omega/\xi - 1)/(1 - \omega/1,1). \quad (IV.11)$$

Однако, если напряжение σ_s , полученное по формуле (IV.11), для арматуры классов А-IV, А-V, А-VI, В-II, Вр-II, К-7, К-19 превышает значение βR_s , то напряжение σ_s следует определять по формуле

$$\sigma_s = [\beta + (1 - \beta)(\xi_{el} - \xi)/(\xi_{el} - \xi_y)] R_s. \quad (IV.12)$$

В этой зависимости ξ_y , ξ_{el} — значения относительной высоты сжатой зоны, отвечающие соответственно значениям напряжений R_s и βR_s . При этом значения ξ_y и ξ_{el} вычисляются по формуле

$$\xi_{y(\text{или } el)} = \omega/[1 + (\sigma_{y(\text{или } el)}/\sigma_{s2})(1 - \omega/1,1)], \quad (IV.13)$$

где

$$\sigma_y = R_s + 400 - \sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp} \text{ (МПа)}, \quad (IV.14)$$

$$\sigma_{el} = \beta R_s - \sigma_{sp} \text{ (МПа)}. \quad (IV.15)$$

Значения β и $\Delta\sigma_{sp}$ при механическом и электротермическом способах предварительного напряжения арматуры устанавливаются по выражениям:

$$\beta = 0,5\sigma_{sp1}/R_s + 0,4 \geq 0,8; \quad (IV.16)$$

$$\Delta\sigma_{sp} = 1500\sigma_{sp1}/R_s - 1200 \geq 0, \quad (IV.17)$$

где $\Delta\sigma_{sp1}$ принимается при коэффициенте γ_{sp} , меньшем единицы, с учетом потерь предварительного напряжения арматуры от деформаций анкеров и форм, а также от трения арматуры о стенки каналов или огибающие приспособления. В иных условиях принимается $\beta=0,8$.

В случае если напряжение σ_s , вычисленное по формуле (IV.12), превышает R_s (без учета коэффициента γ_{s6}), то в выражения (IV.7) и (IV.9) подставляется значение $\sigma_s=R_s$ с учетом соответствующих коэффициентов условий работы, включая γ_{s6} .

Напряжения σ_s принимаются в формулах с тем знаком, который получается при вычислениях по выражениям (IV.10) и (IV.11). При этом во всех случаях должно соблюдаться условие $R_s \geq \sigma_s \geq R_{sc}$, а для предварительно напряженных элементов $\sigma_s \geq (\sigma'_{sp} - \sigma_2)$.

Гибкий внецентренно сжатый элемент под влиянием момента прогибается, вследствие чего начальный эксцентриситет e_0 продольной силы N увеличивается (рис. IV.7). При этом возрастает изгибающий момент и разрушение происходит при меньшей продольной силе N в сравнении с коротким (негибким) элементом.

Нормами рекомендуется расчет таких элементов производить по деформированной схеме. Допускается гибкие внецентренно сжатые элементы при гибкости $l_0/i > 14$ рассчитывать по приведенным выше формулам, но с учетом увеличенного эксцентриситета, получаемого умножением начального его значения e_0 на коэффициент $\eta (> 1)$.

Значение коэффициента η устанавливаются по зависимости

$$\eta = 1/(1 - N/N_{cr}). \quad (IV.18)$$

Здесь

$$N_{cr} = (6,4E_b/l_0^2) \{ (I/\varphi_1) [0,11/(0,1 + \delta/\varphi_{sp}) + 0,1] + \nu I_s \}. \quad (IV.19)$$

В формуле (IV.19) приняты во внимание особенности железобетона: наличие в составе сечения бетона и арматуры, неупругие свойства сжатого бетона, трещины в ра-

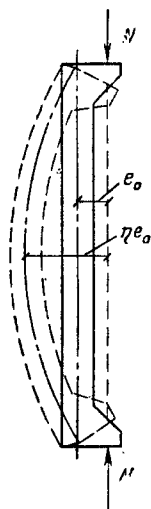


Рис. IV.7. Учет влияния продольного изгиба

стянутой зоне, влияние длительного действия нагрузки на жесткость элемента в его предельном состоянии.

В выражении (IV.19): E_b — начальный модуль упругости бетона; l_0 — расчетная длина элемента (указанная по ее определению приведены во второй части); I — момент инерции бетонного сечения; I_s — приведенный момент инерции сечения арматуры, вычисляемый относительно центра тяжести бетонного сечения; $\nu = E_s/E_b$; коэффициент φ_b (учитывающий влияние длительного действия на прогиб элемента в предельном состоянии) и φ_{sp} (учитывающий влияние предварительного напряжения арматуры на жесткость элемента в предельном состоянии; предполагается равномерное обжатие сечения напрягаемой арматуры) находят по эмпирическим зависимостям

$$\varphi_l = 1 + \beta M_l/M; \quad (IV.20)$$

$$\varphi_{sp} = 1 + 12 (\sigma_{bp}/R_b)(e_0/h). \quad (IV.21)$$

В формуле (IV.20) под M и M_l в общем случае подразумеваются моменты, определяемые относительно оси, параллельной границе сжатой зоны, проходящей через центр растянутой или менее сжатой (при полностью сжатом сечении) арматуры, соответственно от совместного действия всех нагрузок и от постоянной плюс длительной нагрузки. Если эти моменты имеют разные знаки, то при абсолютном значении эксцентриситета полной нагрузки $e_0 > 0,1 h$ принимают $\varphi_l = 1$; если это условие не удовлетворяется, значение φ_l принимается равным:

$$\varphi_l = \varphi_{l1} + 10(1 - \varphi_{l1})(e_0/h), \quad (IV.22)$$

где φ_{l1} определяется по формуле (IV.15) при M , равном произведению силы на расстояние от центра тяжести сечения до соответствующей оси; при этом принимают $M_l/M \leq 1$.

Коэффициент β принимают по табл. IV.2.

Таблица IV.2. Значения коэффициента β в формуле (IV.20)

Бетон	β	Бетон	β
Тяжелый	1	б) естественных пористых — туфе, пемзе, вулканическом шлаке, известняк-ракушечнике (независимо от мелкого заполнителя)	2,5
Легкий на заполнителях:			
а) керамзите, аглопорите, шлаковой пемзе, с мелким заполнителем	1		
плотным	1,5		
пористым			

В формуле (IV.16) σ_{bp} — напряжение обжатия бетона с учетом всех потерь при коэффициенте γ_p меньше еди-

ницы; R_b — сопротивление бетона, принимаемое без учета коэффициентов условий работы. В формуле (IV.21) значение e_0/h принимается не более 1,5.

Значение δ в формуле (IV.19) принимается равным:

$$\delta = e_0/h, \quad (\text{IV.23})$$

но не менее вычисленного по эмпирической формуле

$$\delta_{\min} = 0,5 - 0,01l_0/h - 0,01R_b, \quad (\text{IV.24})$$

где R_b — в МПа.

Если оказывается, что $N > N_{cr}$, то следует увеличить размеры сечения.

Коэффициент η , вычисляемый по формуле (IV.18), принимается для расчета средней трети длины внецентренно сжатого элемента. В опорных сечениях коэффициент η принимается равным единице, в пределах крайних третей длины элемента вычисляется по линейной интерполяции между указанными значениями. Это относится к элементам, имеющим несмещаемые опоры, а также смещаемые вследствие вынужденных деформаций (температурных или им подобных воздействий).

Из плоскости внецентренного воздействия с расчетным (по статическому расчету) эксцентриситетом элемент рассчитывается только со случайным эксцентриситетом e_a .

§ IV.4. РАСЧЕТ ВНЕЦЕНТРЕННО СЖАТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПРЯМОУГОЛЬНОГО СЕЧЕНИЯ

Для прямоугольного сечения (рис. IV.8)

$$A_{bc} = bx; \quad N_b = R_b bx; \quad z_b = h_0 - 0,5x. \quad (\text{IV.25})$$

С учетом этих выражений формула для расчета по несущей способности (IV.7) принимает вид

$$Ne \leq R_b bx (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'); \quad (\text{IV.26})$$

высоту сжатой зоны определяют из равенства:

$$\text{а) при } \xi = x/h_0 \leq \xi_y$$

$$N = R_b bx + R_{sc} A'_s - R_s A_s; \quad (\text{IV.27})$$

$$\text{б) при } \xi = x/h_0 > \xi_y$$

$$N = R_b bx + R_{sc} A'_s - \sigma_s A_s, \quad (\text{IV.28})$$

где σ_s в зависимости от применяемых материалов находят по формуле (IV.10) или (III.7).

1. Проверка несущей способности

При проверке несущей способности элемента, когда все данные о нем известны, из формулы (IV.27) в предположении условия $\xi = x/h_0 \leq \xi_y$ вычисляют высоту сжатой зоны:

$$x = (N - R_{sc} A'_s + R_s A_s) / R_b b, \quad (IV.29)$$

затем определяют ξ_y по формуле (II.42). Проверяют условие $x \leq \xi_y h_0$; если оно соблюдается, то при найденном значении x несущую способность элемента проверяют по формуле (IV.28).

Несоблюдение условия $\xi = x/h_0 \leq \xi_y$ указывает на то, что x необходимо определять при условии $\xi = x/h_0 > \xi_y$ по формуле (IV.28).

Когда $x > \xi_y h_0$ и применяются бетоны классов не выше В30 и ненапрягаемая арматура классов А-I, А-II, А-III, значение σ_s по формуле (III.7) следует подставить в уравнение (IV.28), откуда вычислить x . Найденное из этой формулы значение x нужно применить в формуле (IV.26) для проверки несущей способности элемента.

Если же $x > \xi_y h$ и применяются бетоны класса выше В30, арматура класса А-IV и выше, то значение σ_s по формуле (IV.10) нужно поставить в равенство (IV.38), откуда вычислить x , а затем воспользоваться формулой (IV.26).

2. Подбор арматуры

При подборе площади сечения арматуры A_s и A'_s (значения N , l_0 , b и h считаются известными) расчетные формулы преобразуются следующим образом.

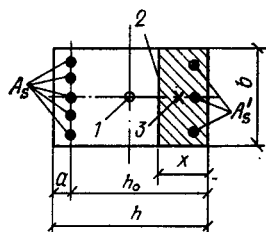
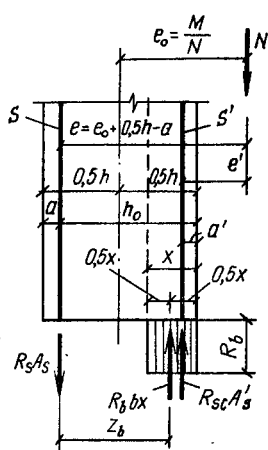


Рис. IV.8. К расчету внецентренно сжатых элементов прямоугольного сечения (при $x/h \leq \xi_y$)

1 — геометрическая ось элемента; 2 — граница сжатой зоны; 3 — центр тяжести площади бетона сжатой зоны

Условие $\xi = x/h_0 \leq \xi_y$. Очевидно, что арматура S' в сечении элемента требуется по расчету тогда, когда относительная высота сжатой зоны при учете только одной арматуры S превышает граничное значение ξ_y . Учитывая это значение высоты сжатой зоны и отвечающее ему A_y из табл. III.1, на основании формул (IV.26) и (IV.27) получаем

$$A'_s = (Ne - A_y R_b b h_0^2) / R_{sc} z_s; \quad (IV.30)$$

$$A_s = (\xi_y R_b b h_0 - N) / R_s + A'_s R_{sc} / R_s. \quad (IV.31)$$

Площадь сечения арматуры A'_s не должна быть меньше минимальной, указанной в § IV.1.

При заданном сечении арматуры A'_s (по конструктивным или иным соображениям, например при моментах двух знаков) на основании формулы (IV.26) вычисляют

$$x(h_0 - 0,5x) = [Ne - R_{sc} A'_s (h_0 - a')] / R_b b, \quad (IV.32)$$

В правой части этого выражения все величины известны. Вместе с тем, учитывая выражение (III.17),

$$A_0 = \xi(1 - 0,5\xi), \quad \text{где } \xi = x/h_0, \quad (IV.33)$$

оказывается известной и

$$A_0 = [Ne - R_{sc} A'_s (h_0 - a')] / R_b b h_0^2. \quad (IV.34)$$

Соответственно значению A_0 можно определить ξ из табл. III.1 или же вычислить его по выражению

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2A_0}. \quad (IV.35)$$

Имея таким образом $x = \xi h_0$, из выражения (IV.27) находим искомую площадь арматуры

$$A_s = (\xi R_b b h_0 - N) / R_s + A'_s R_{sc} / R_s. \quad (IV.36)$$

В практике нередко применяют симметричное армирование, в частности в элементах, испытывающих действие противоположных по знаку, но близких по значению изгибающих моментов.

При симметричном армировании, когда $A_s = A'_s$ и $R_{sc} = R_s$, т. е. когда $R_{sc} A'_s = R_s A_s$, из выражения (IV.27) можно вычислить

$$x = N / R_b b, \quad (IV.37)$$

затем, используя это значение x , по формуле (IV.26) найти

$$A_s = A'_s = N(e - h_0 + N/2R_b b) / R_{sc} (h_0 - a'). \quad (\text{IV.38})$$

Условие $\xi = x/h > \xi_y$. Прямой подсчет площадей сечения арматуры A_{sc} и A_s затруднителен из-за сложности используемых зависимостей. Целесообразно сечения A_{sc} и A_s назначать по аналогии с известными конструктивными решениями. Если аналогов нет, то для ориентировочного поиска A_{sc} и A_s можно рекомендовать выполнить расчеты первоначально для двух крайних вариантов:

- 1) при $\xi = \xi_y$ по формулам (IV.30) и (IV.31);
- 2) при центральном сжатии по формуле (IV.2), полагая $\eta = 1$ и $\varphi = 1$, после чего согласно заданным условиям задачи принять промежуточное значение A_{sc} и A_s и произвести проверку несущей способности элемента. Если это решение окажется неприемлемым, необходимо в соответствии с полученным результатом произвести корректировку значений A_{sc} и A_s и произвести снова проверку несущей способности.

При выборе значений A_{sc} и A_s по данным указанных вариантов следует иметь в виду знак усилий (напряжения арматуры), при которых в этих вариантах получены эти значения; если значения A_{sc} в обоих случаях получаются при сжатии, то значения A_s могут оказаться вычисленными при усилиях в арматуре разных знаков.

Обобщая изложенное, приведем рекомендуемую последовательность расчета сечения арматуры элементов прямоугольного профиля с несимметричным армированием (без предварительного напряжения).

1. Выписывают расчетные данные $R_b, R_s, R_{sc}, E_s, E_b$; вычисляют значения $h_0, z_s, e_0 = M/N, e_0/h, l_0/h, \nu$.

2. Задаются коэффициентом армирования

$$\mu = (A_s + A'_s) / bh \quad (\text{IV.39})$$

в пределах 0,005—0,035; по формулам (IV.24), (IV.19) и (IV.20) вычисляют δ, φ_l и N_{cr} .

Если окажется $N_{cr} < N$, размеры сечения элемента следует увеличить.

3. Определяют коэффициент η по выражению (IV.18) и находят расстояние от усилия N до арматуры S :

$$e = e_0 \eta + h/2 - a, \quad (\text{IV.40})$$

где e_0 вычисляют по формуле (IV.1).

4. С помощью формулы (IV.29), задаваясь ожидаемым отношением A_s/A'_s , определяют высоту сжатой зоны x и затем $\xi = x/h_0$, после чего по формулам (IV.30) — (IV.36) подбирают сечения арматуры A_s и A'_s , принимая их не менее минимального значения (см. § IV.1).

5. Вычисляют коэффициент армирования по формуле (IV.31) по найденным сечениям арматуры. Если он отличается от исходного не более чем на 0,005, решение можно считать найденным; при большей разнице необходимо сечение пересчитать, задавшись новым коэффициентом армирования.

Если в решении получается $\mu > 0,03$, то следует пересмотреть размеры поперечного сечения b , h или изменить классы бетона и арматуры.

6. Проверяют прочность элемента с учетом влияния продольного изгиба в плоскости, перпендикулярной плоскости изгиба, как для сжатого элемента со случайными эксцентриситетами.

7. Если требуется, проверяют достаточность несущей способности элемента, пользуясь формулами (IV.29) и (IV.26).

§ IV.5. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ТАВРОВОГО И ДВУТАВРОВОГО СЕЧЕНИЙ

Внецентренно сжатые элементы таврового и двутаврового профилей часто встречаются в арках, колоннах и других конструкциях.

В элементах таврового профиля полку обычно располагают у более сжатой грани (рис. IV.9, а). При этом различают два случая: если граница сжатой зоны проходит в пределах полки, сечение рассматривается как прямоугольное шириной b_f ; если нейтральная ось пересекает ребро, учитывается сжатие в ребре. Вводимая в расчет ширина полки принимается тех же размеров, что и при расчете тавровых профилей на изгиб (§ III.3).

При тавровом профиле с полкой, расположенной у растянутой (или менее сжатой) грани, последняя в расчет не принимается и сечение рассматривается как прямоугольное с расчетной шириной, равной ширине ребра.

Расчет двутавровых профилей сводится к расчету тавровых с полкой в сжатой зоне, поскольку полка, расположенная в растянутой зоне, в расчете прочности не учитывается (рис. IV.9, б).

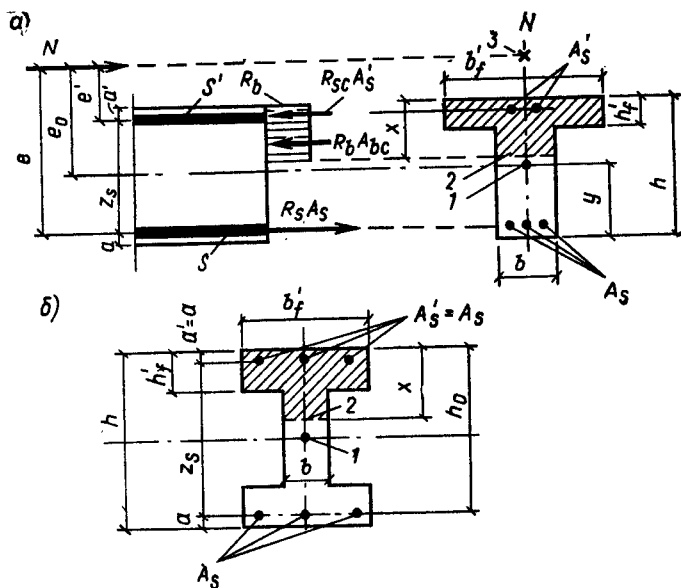


Рис. IV.9. К расчету элементов таврового и двутаврового профилей
 a — тавровое сечение (с полкой в сжатой зоне); b — двутавровое симметричное сечение; 1 — геометрическая ось элемента; 2 — граница сжатой зоны; 3 — место приложения продольного усилия, сжимающего элемент

Расчет внецентренно сжатых элементов таврового профиля с полкой в сжатой зоне, как и расчет элементов любого симметричного профиля, производят в зависимости от того, соблюдается или нет условие

$$\xi = x/h_0 < \xi_y.$$

Сначала выявляют положение границы сжатой зоны. При соблюдении условия

$$N > R_b b'_f h'_f \quad (IV.41)$$

граница сжатой зоны проходит ниже полки сечения.

Если $x > h'_f$, то прочность сечения проверяют по условию

$$Ne \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5h'_f) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'). \quad (IV.42)$$

Высоту сжатой зоны определяют из равенств:

а) при $\xi = x/h_0 \leq \xi_R$

$$N = R_b b x + R_b (b'_f - b) h'_f + R_{sc} A'_s - R_s A_s; \quad (IV.43)$$

б) при $\xi = x/h_0 > \xi_R$

$$N = R_b b x + R_b (b'_f - b) h'_f + R_{sc} A'_s - \sigma_s A_s, \quad (IV.44)$$

где σ_s в зависимости от применяемых материалов находят по формуле (IV.10) или (IV.11)

По этим же формулам рассчитывают элементы двутаврового сечения с симметричной арматурой (см. рис. IV.9, б).

В расчетных формулах расстояние (см. рис. IV.9, а)

$$e = \eta e_0 + y - a, \quad (IV.45)$$

где y — расстояние от центра тяжести всего сечения до растянутой грани ребра. Можно принимать $y = K_1 h$, определяя коэффициент K_1 по табл. IV.3.

Таблица IV.3. Значения коэффициентов K_2 и K_1 для тавровых сечений

h'_f/h	Коэффициент	Отношение b'_f/b				
		2	3	5	10	15
0,1	K_2	0,3	0,33	0,32	0,31	0,29
	K_1	0,54	0,58	0,63	0,71	0,76
0,2	K_2	0,3	0,31	0,29	0,26	0,23
	K_1	0,57	0,61	0,68	0,76	0,79
0,3	K_2	0,3	0,3	0,27	0,23	0,2
	K_1	0,58	0,63	0,69	0,76	0,78
0,4	K_2	0,29	0,28	0,25	0,21	0,19
	K_1	0,58	0,63	0,68	0,74	0,76
0,5	K_2	0,27	0,26	0,23	0,2	0,19
	K_1	0,58	0,62	0,67	0,7	0,72

При учете гибкости радиус инерции в плоскости изгиба можно определять как

$$i = K_2 h, \quad (IV.46)$$

где K_2 — коэффициент, принимаемый для тавровых сечений по табл. IV.3 и для двутавровых симметричных по табл. IV.4.

Таблица IV.4. Значения коэффициента K_2 для двутавровых симметричных сечений

h_f'/h	Отношение b_f'/b				
	2	3	5	10	15
0,1	0,32	0,34	0,37	0,4	0,42
0,15	0,33	0,35	0,36	0,39	0,41
0,2	0,33	0,35	0,36	0,38	0,39
0,25	0,32	0,34	0,35	0,37	0,37
0,3	0,32	0,33	0,34	0,35	0,35
0,35	0,31	0,32	0,33	0,33	0,34

§ IV.6. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ КОЛЬЦЕВОГО СЕЧЕНИЯ

Кольцевые поперечные сечения встречаются в конструкциях колонн, опор линий электропередачи, дымовых трубах. Элементы кольцевого профиля обычно армируют продольными стержнями, расположенными равномерно по окружности (рис. IV.10).

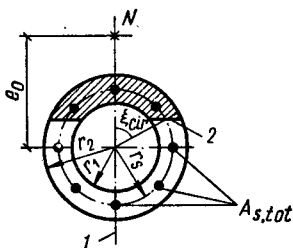


Рис. IV.10. К расчету элементов кольцевого профиля

1 — плоскость действия изгибающего момента; 2 — граница сжатой зоны

Расчетные формулы для таких элементов, приведенные в СНиП, получены на основании общих предпосылок расчета элементов любого симметричного профиля с введением эмпирических коэффициентов.

Прочность сжатых элементов кольцевого сечения (рис. IV.10) рассчитывают по условию (при $r_1/r_2 \geq 0,5$)

$$Ne \leq [(R_b A r_m + R_{sc} A_{s,tot} r_s) \sin \xi_{cir}] / \pi + R_s A_{s,tot} \varphi_s z_s. \quad (IV.47)$$

Относительную площадь бетона сжатой зоны вычисляют по формуле

$$\xi_{cir} = [N + (\sigma_{sp} + \omega_1 R_s) A_{s,tot}] / [R_b A + (R_{sc} + \omega_2 R_s) A_{s,tot}], \quad (IV.48)$$

если $\xi_{cir} > 0,15$.

В формулах (IV.47) и (IV.48)

$$r_m = 0,5 (r_1 + r_2); \quad (IV.49)$$

r_s — радиус окружности, проходящей через центры тяжести стержней арматуры; $A_{s,tot}$ — площадь сечения всей продольной арматуры; A — площадь бетона всего кольца; σ_{sp} — предварительное на-

напряжение арматуры, определяемое при коэффициенте точности натяжения $\gamma_p > 1$; z_s — расстояние от равнодействующей в арматуре растянутой зоны до центра тяжести сечения, определяемое по выражению

$$r_s = (0,2 + 1,3\xi_{cir}) r_s, \text{ но } \leq r_s; \quad (\text{IV.50})$$

φ_s — коэффициент, вычисляемый по зависимости

$$\varphi_s = \omega_1 - \omega_2 \xi_{cir}, \quad (\text{IV.51})$$

где

$$\omega_1 = \eta - \sigma_{sp}/R_s \quad (\text{IV.52})$$

(для арматуры классов А-I, А-II, А-III; $\eta=1$, для арматуры других классов $\eta=1,1$);

$$\omega_2 = \omega_1 (1,5 + 6R_s 10^{-4}) \text{ (где } R_s \text{ в МПа)}. \quad (\text{IV.53})$$

Если при вычислении по формуле (IV.48) получается, что $\xi_{cir} < 0,15$, то в условие (IV.47) подставляют значение ξ_{cir} , определяемое по формуле

$$\xi_{cir} = [N + (\sigma_{sp} + \varphi_s R_s) A_{s,tot}] / (R_b A + R_{sc} A_{s,tot}), \quad (\text{IV.54})$$

при этом значение z_s и φ_s определяют по формулам (IV.50) и (IV.51) при $\xi_{cir} = 0,15$.

Если же вычисленный по формуле (IV.51) коэффициент $\varphi_s \leq 0$, то в условие (IV.47) подставляют $\varphi_s = 0$ и значение ξ_{cir} , вычисленное по формуле (IV.48) при $\omega_1 = \omega_2 = 0$.

§ IV.7. СЖАТЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ, УСИЛЕННЫЕ КОСВЕННЫМ АРМИРОВАНИЕМ

Если в коротком центрально сжатом элементе установить поперечную арматуру, способную эффективно сдерживать поперечные деформации, то этим можно существенно увеличить его несущую способность. Такое армирование называется косвенным.

Исследовались различные виды косвенного армирования. В практике для элементов с круглым или многоугольным поперечным сечением получило распространение косвенное армирование элемента в виде спиралей или сварных колец (рис. IV.11, а). Для элементов с прямоугольным сечением применяют объемное косвенное армирование в виде часто размещенных поперечных сварных сеток (рис. IV.11, б). Косвенное армирование в виде поперечных сеток часто применяют для местного усиления железобетонных сборных колонн вблизи стыков (рис. IV.11, в), а также под анкерами и в зоне анкеровки предварительно напрягаемой арматуры (рис. III.8).

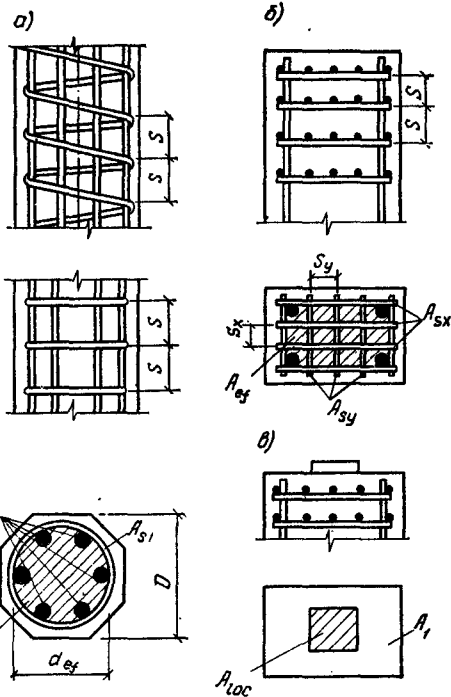


Рис. IV.12. Опытный образец центрально-сжатого элемента, усиленного спиральной арматурой, после испытания

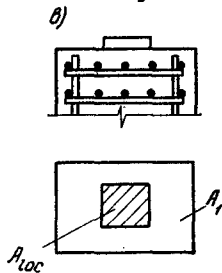


Рис. IV.11. Централь-но-сжатые элементы, усиленные косвенной арматурой
 а — спиралью или сварными кольцами;
 б — поперечными сварными сетками;
 в — то же, под центрирующей прокладкой

Опытами выявлено повышенное сопротивление бетона сжатию в пределах ядра, заключенного внутри спирали или сварной сетки. Спирали и кольца, подобно обойме, сдерживают поперечные деформации бетона, возникающие при продольном сжатии, и тем обуславливают повышенное сопротивление бетона продольному сжатию, в том числе и после появления в нем первых продольных трещин. Бетон в пределах ядра сопротивляется внешним воздействиям даже после отслаивания наружного слоя бетона (рис. IV.12) и до тех пор, пока в поперечной арматуре напряжения не достигнут предела текучести.

Продольные деформации элементов, усиленных косвенной арматурой, весьма велики и тем больше, чем сильнее поперечное армирование.

Прочность сжатых элементов при наличии в них продольной и косвенной арматуры любого вида должна рассчитываться по формулам (IV.7), (IV.8), (IV.9), в которых при расчете должна учитываться лишь часть бетон-

ного сечения, ограниченная крайними стержнями сеток, кольцами или спиральной косвенной арматурой, а вместо сопротивления бетона R_b должно приниматься приведенное его сопротивление $R_{b,red}$, определяемое по эмпирическим зависимостям:

при армировании сварными сетками

$$R_{b,red} = R_b + \varphi \mu_{s,xy} R_s; \quad (IV.55)$$

при армировании спиралью и кольцами

$$R_{b,red} = R_b + 2\mu R_s (1 - 7,5e_0/d_{ef}). \quad (IV.56)$$

В формуле (IV.55): R_s — расчетное сопротивление растяжению стержней сеток или спиралей; $\mu_{s,xy}$ — коэффициент косвенного армирования сварными сетками:

$$\mu_{s,xy} = (n_x A_{sx} l_x + n_y A_{sy} l_y) / A_{ef} s, \quad (IV.57)$$

где n_x , A_{sx} , l_x — соответственно число стержней, площадь сечения одного стержня, его длина (считая в осях крайних поперечных стержней) одного направления; n_y , A_{sy} , l_y — то же, другого направления; A_{ef} — площадь бетона, заключенного внутри контура сеток (считая в осях крайних стержней); s — шаг сеток (размер вдоль элемента); φ — коэффициент эффективности косвенного армирования:

$$\varphi = 1/0,23\psi; \quad \text{где } \psi = \frac{\mu_{s,xy} R_s}{R_b + 10} \quad (R_s \text{ и } R_b \text{ в МПа}). \quad (IV.58)$$

В формуле (IV.56): e_0 — эксцентриситет приложения продольной нагрузки (без учета влияния прогиба); R_s — расчетное сопротивление растяжению спирали или колец; d_{ef} — диаметр бетонного сечения внутри спирали; μ — коэффициент косвенного армирования спиралью или кольцами:

$$\mu = 4A_{s,cir}/d_{ef} s, \quad (IV.59)$$

где $A_{s,cir}$ — площадь поперечного сечения стержня спирали или колец; s — шаг колец или навивки спирали.

Для элементов из мелкозернистого бетона следует принимать значение коэффициента μ , согласно формулам (IV.57) и (IV.59), не более 0,04.

В случае применения продольной арматуры из высокопрочных сталей классов А-IV, А-V, А-VI их расчетное сопротивление сжатию в сжатых элементах с косвенным армированием сварными сетками определяется по формуле

$$R_{sc,red} = R_{sc} \{1 + \delta [(R_s/R_{sc})^2 - 1]\} / [1 + \delta (R_s/R_{sc} - 1)] \leq R_s. \quad (IV.60)$$

В этой зависимости

$$\delta = 8,5E_s \psi \theta / R_s 10^3, \quad (IV.61)$$

где $\theta = 0,8 + \eta (A_s/A_1) (1 - 0,01R_b)$ (R_b в МПа)

при $\eta = 10$ для арматуры класса А-IV и $\eta = 25$ для арматуры классов А-V и А-VI. Значение θ принимается в

пределах $1 \leq \theta \leq 1,2$ арматуре класса А-IV и $1 \leq \theta \leq 1,6$ при арматуре классов А-V и А-VI.

Граничное значение ξ_y вычисляют по формуле (II.42), в которой значение ω находят с учетом влияния косвенного армирования по экспериментальной зависимости

$$\omega = \alpha - \beta R_b + \delta \leq 0,9. \quad (IV.62)$$

В этой формуле R_b в МПа; $\delta = 10\mu \leq 0,15$, где μ вычисляется по формуле (IV.57) для сеток или (IV.59) для спиралей; α и β — величины, устанавливаемые по указаниям II.6, формуле (II.42), в которой σ_{s2} вычисляется для элементов с высокопрочной арматурой по зависимости

$$\sigma_{s2} = (2 + 8,5\psi\theta) E_s 10^3, \quad (IV.63)$$

но принимается не более 900 МПа для арматуры класса А-IV и 1200 МПа для арматуры классов А-V и А-VI.

Гибкость элементов не должна превышать значений $l_0/i_{ef} \leq 55$ при армировании сетками и $l_0/i_{ef} \leq 35$ при армировании спиральями; здесь имеется ввиду i_{ef} — радиус инерции части сечения элемента, вводимой в расчет.

Критическая сила внецентренно сжатого элемента с косвенным армированием определяется с учетом прогиба элемента вследствие его деформирования. Для этого используется формула (IV.19), в которой момент инерции вычисляется по части сечения, ограниченной крайними стержнями сеток или спиралью (кольцами), а выражение в целом должно быть умножено на коэффициент

$$\varphi_1 = 0,25 + 0,05l_0/c_{ef}, \text{ но не более } 1, \quad (IV.64)$$

где c_{ef} равно высоте или диаметру бетонной части сечения, учитываемой в расчете. Кроме того, при пользовании формулой (IV.19) величину δ необходимо вычислять не по формуле (IV.24), а по зависимости

$$\delta_{\min} = 0,5 - 0,01l_0 \varphi_2/c_{ef} - 0,01R_b, \quad (IV.65)$$

в которой

$$\varphi_2 = 0,1l_0/c_{ef} - 1, \text{ но не более } 1. \quad (IV.66)$$

Косвенное армирование целесообразно по расчету, если несущая способность элемента, определяемая по приведенным здесь формулам (при A_{ef} и $R_{b,red}$), выше его несущей способности, определяемой по полному сечению элемента и значению расчетного сопротивления бетона R_b без учета косвенной арматуры.

Элементы с косвенным армированием дополнительно рассчитывают против образования трещин в бетоне за-

щитного слоя в эксплуатационных условиях конструкции. Расчет выполняют по тем же формулам, по которым рассчитывают их прочность, но при эксплуатационных значениях нагрузок (при $\gamma_f = 1$), с учетом всей площади бетона сечения элемента, при расчетных сопротивлениях бетона и арматуры по второй группе предельных состояний, а именно: при $R_{b,ser}$, $R_{s,ser}$ (растяжение) и $R_{sc,ser}$ (сжатие, но не более 400 МПа).

При определении в этом расчете граничного значения относительной высоты сжатой зоны ξ_y по формуле (II.42) принимают $\sigma_{s2} = 400$ МПа, а величину ω принимают при $\beta = 0,006$. При расчете критической силы $N_{cr,ser}$ по формуле (IV.19) величина δ_{min} , согласно формуле (IV.24), устанавливается при $R_{b,ser}$ вместо R_b .

Граничные стержни сварных сеток, спирали и кольца должны охватывать все продольные рабочие стержни элементов.

Колонны с кольцевым и спиральным армированием целесообразно применять в условиях, когда при больших нагрузках хотят получить элемент с возможно меньшим поперечным сечением. Эффект косвенного армирования резко снижается в гибких колоннах из-за продольного изгиба. Поэтому оно чаще всего практикуется для элементов с отношением $l_0/d \leq 10$.

Опыт применения косвенного армирования показал, что приведенное сечение спирали (см. рис. IV.11, а)

$$A_{red} = \pi d_1 A_{s1}/s \quad (IV.67)$$

должно составлять не менее 25 % площади сечения продольной арматуры, иначе спиральное армирование малоэффективно. В практике спирали (кольца) изготавливают из арматурной стали классов А-I, А-II, А-III диаметром 6—14 мм или проволоки Вр-I, принимая их шаг не менее 40 мм и не более $1/5$ диаметра сечения элемента, но не более 100 мм. Спирали и кольца, образующие диаметр менее 200 мм, применять не рекомендуется.

Если через стык усилие от одного железобетонного элемента к другому передается не по всей поверхности торца, а только через ее часть — центрирующую прокладку (рис. IV.12, в), то прочность элемента под прокладкой проверяют по формуле

$$N \leq R_{b,red}^* A_{loc,1} \quad (IV.68)$$

где A_{loc1} — площадь смятия; $R_{b,red}^*$ — приведенная призмная прочность бетона, определяемая по формуле

$$R_{b,red}^* = R_b \varphi_{loc,b} + \varphi \mu R_s \varphi_{loc,s} \quad (IV.69)$$

В формуле (IV.69) коэффициент, учитывающий повышение несущей способности бетона при местном смятии, принимаемый, согласно эмпирической зависимости

$$\varphi_{loc,b} = \sqrt[3]{A_{loc}/A_1}, \quad (IV.70)$$

но не более 3,5; A_1 — площадь элемента; $\varphi_{loc,s}$ — аналогичный коэффициент, относящийся к косвенному армированию

$$\varphi_{loc,s} = 4,5 - 3,5 A_{loc}/A_{ef} \quad (IV.71)$$

μ , φ , R_s оговорены выше. Площади A_{ef} , A_{loc} , A_1 см. на рис. IV.12, в.

Интенсивность сетчатого армирования на единицу длины в одном и другом направлениях не должна отличаться более чем в 1,5 раза. Для сварных сеток применяют ту же арматурную сталь, что и для спиралей. Размеры ячеек сеток принимают не менее 45 мм и не более $\frac{1}{4}$ меньшей стороны сечения элемента, но не более 100 мм; шаг $s \geq 60$ мм, но $s \leq \frac{1}{3}$ ширины сечения и $s \leq 150$ мм.

При усилении концевых участков сжатых элементов (см. рис. IV.11, в) устанавливают не менее четырех сварных сеток. Зона усиления по длине элемента должна быть не менее $10d$ при продольной арматуре из стержней периодического профиля и $20d$ при гладких стержнях.

§ IV.8. СЖАТЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ С НЕСУЩЕЙ АРМАТУРОЙ

Сжатые элементы с несущей арматурой применяют в монолитных железобетонных конструкциях, для возведения которых требуется устройство сложных лесов. Такие условия встречаются, в частности, при возведении каркасов гражданских зданий особо большой этажности. В процессе строительства несущая арматура используется вместо лесов для поддержания нагрузки от опалубки, свежего бетона и всех монтажных устройств. После приобретения бетоном достаточной прочности несущая арматура включается в работу в составе железобетонного сечения конструкции.

Наиболее целесообразно применять несущую арматуру в конструкциях, собственный вес которых не превышает 25 % полной нагрузки; в этом случае перерасход стали или совсем отсутствует, или незначителен и окупается экономией на лесах.

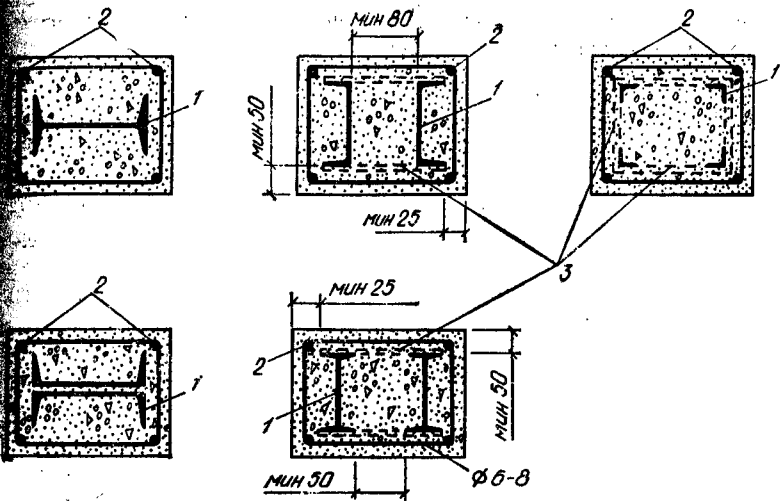


Рис. IV.13. Колонны с несущей жесткой арматурой

1 — жесткий профиль; 2 — арматурные стержни; 3 — соединительные планки

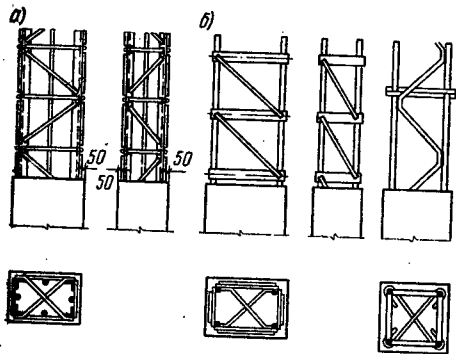


Рис. IV.14. Колонны с несущей арматурой из сварных каркасов; продольные элементы каркасов

а — из фасонного и круглого проката;
б — из круглого проката

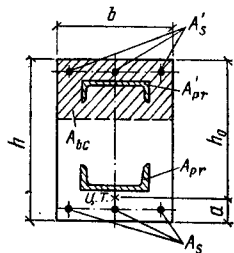


Рис. IV.15. К расчету внецентренно сжатых элементов с жесткой арматурой; ветви размещены в растянутой и сжатой зонах

В качестве несущей арматуры используют прокатную сталь двутаврового, швеллерного, крупного уголкового профиля, т. е. жесткую арматуру, или крупные круглые

стержни и мелкий уголкового профиля — сварные каркасы.

Типы колонн с жесткой арматурой показаны на рис. IV.13. Отдельные профили соединяют планками или решеткой. Сечение жесткой арматуры принимают наименьшим, по условию восприятия нагрузок в процессе строительства — обычно в пределах 3—8 % площади бетона поперечного сечения элементов. Во избежание отслоения бетона насыщение арматурой поперечного сечения не должно превышать 15 %. При большем проценте армирования считают, что бетон может выполнять только функции защитной неработающей оболочки. Класс бетона должен быть не ниже В15. Элемент необходимо снабжать поперечной арматурой.

Если нужна дополнительная гибкая арматура, то ее размещают по периметру сечения и конструируют по общим правилам. Это могут быть отдельные стержни или плоские сварные каркасы. Если расчетное армирование осуществляется одной только жесткой арматурой, то по контуру сечения устанавливают легкие сварные сетки с монтажными стержнями по углам.

Защитный слой бетона для прокатных профилей и расстояния между профилями назначают по рис. IV.13; при этих размерах обеспечивается высокое качество бетонирования.

Несущую арматуру в виде сварных каркасов конструируют из круглой и мелкой фасонной стали, объединяя плоские сварные каркасы в пространственные устойчивые арматурные блоки (рис. IV.14). При этом основные продольные стержни раскрепляют поперечными и наклонными стержнями (рис. IV.14, б, в) не реже чем через $20d$ (все сварные швы должны быть двусторонними), а дополнительные круглые стержни не реже чем через $15d$ приваривают к решетке несущего каркаса (рис. IV.14, а) или укрепляют дополнительными хомутами.

Несущую арматуру рассчитывают по нормам проектирования стальных конструкций на нагрузки, возможные в период возведения сооружения до отвердения бетона (учитываемые как особо кратковременные нагрузки). На последующие нагрузки бетон работает совместно с несущей арматурой. Полная эксплуатационная нагрузка на сооружение может быть передана лишь тогда, когда бетон достигает проектной прочности. На полную расчетную нагрузку железобетонную конструкцию с не-

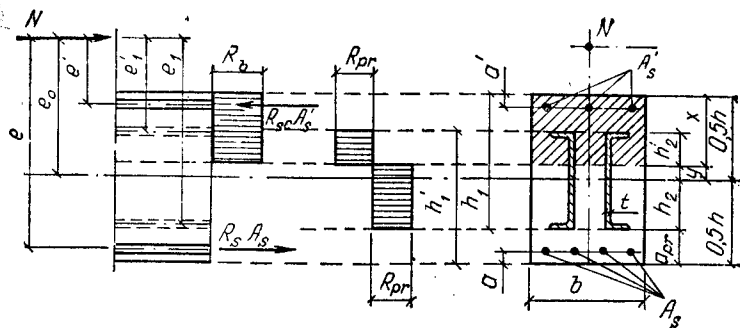


Рис. IV.16. К расчету внецентренно сжатых элементов с жесткой арматурой; стенки стального профиля пересечены границей сжатой зоны

сущей арматурой рассчитывают как обычно с учетом сечения всей несущей и дополнительной гибкой арматуры.

Экспериментальные исследования показали, что в правильно запроектированных конструкциях жесткая арматура может работать совместно с бетоном вплоть до разрушения, напряжение в ней достигает предела текучести; начальные напряжения, возникающие в несущей арматуре в процессе возведения, не снижают конечной прочности железобетонного элемента.

При расчете внецентренно сжатых элементов с жесткой арматурой площадь сечения бетона сжатой зоны принимают за вычетом площади, занятой арматурой, что равносильно снижению расчетного сопротивления жесткой арматуры этой зоны до значения $R_s - R_b$.

Расчет внецентренно сжатых элементов с жесткой арматурой из двух ветвей, размещенных у противоположных граней сечения — в сжатой и растянутой (или тоже сжатой, но менее напряженной) зонах (рис. IV.15), не отличается от расчета элементов с гибкой арматурой. При этом полезную высоту h_0 принимают равной расстоянию от более сжатой грани сечения до общего центра тяжести жесткой и гибкой арматуры у противоположной грани.

Внецентренно сжатые элементы с жесткой арматурой из профилей, стенки которых расположены параллельно плоскости изгиба и занимают значительную часть высоты сечения элемента (рис. IV.16), можно рассчитывать

по методике, изложенной в предыдущих параграфах. При этом в случае применения жесткой арматуры из стали, обладающей физическим пределом текучести, можно считать, что во всем сечении жесткой арматуры (в том числе и в стенках профилей) напряжения постоянны и равны расчетному сопротивлению R_s , как показано на рис. IV.16.

ГЛАВА V. РАСТЯНУТЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

§ V.1. КОНСТРУКТИВНЫЕ ОСОБЕННОСТИ

В условиях центрального (осевого) растяжения находятся затяжки арок, нижние пояса и нисходящие раскосы ферм, стенки круглых в плане резервуаров для жидкостей (рис. V.1) и некоторые другие конструктивные элементы.

Центрально-растянутые элементы применяют, как правило, предварительно напряженными, что является радикальным средством существенного повышения их сопротивления образованию трещин в бетоне.

Основные принципы конструирования железобетонных элементов, изложенные в главе II, относятся также и к центрально-растянутым элементам. Стержневую рабочую арматуру, применяемую без предварительного напряжения, соединяют по длине обычно на сварке, стыки внахлестку без сварки допускаются только в плитных и стеновых конструкциях.

Растянутая предварительно напрягаемая арматура (стержни, проволочные пучки, арматурные канаты) в линейных элементах (затяжки арок, нижние пояса ферм) не должна иметь стыков. В поперечном сечении элемента предварительно напрягаемую арматуру размещают симметрично (рис. V.2) с тем, чтобы при передаче обжимающего усилия (всего целиком или постепенно, обжимая сечение усилиями отдельных групп стержней) по возможности избежать внецентренного обжатия элемента.

При натяжении на бетон предварительно напряженная арматура, размещаемая в специально предусматриваемых каналах, в процессе обжатия не работает в составе поперечного сечения элемента. В этом случае целесообразно снабжать предварительно напряженный элемент небольшим количеством ненапрягаемой арматуры

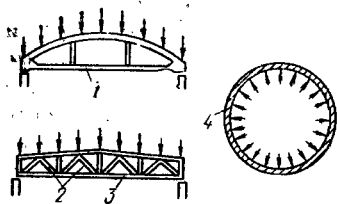


Рис. V.1. Центральнo-растянутые элементы

1 — затяжка арки; 2 — нисходящие раскосы фермы; 3 — нижний пояс фермы; 4 — стенка круглого в плане резервуара

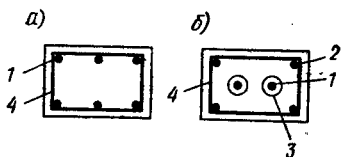


Рис. V.2. Армирование центрально-растянутых предварительно напряженных стержневых элементов

а — при натяжении на упоры; б — то же, на бетон; 1 — натягаемая арматура (стержни, проволочные пучки, арматурные канаты); 2 — ненапрягаемая арматура; 3 — канал для напрягаемой арматуры; 4 — стержни поперечной арматуры

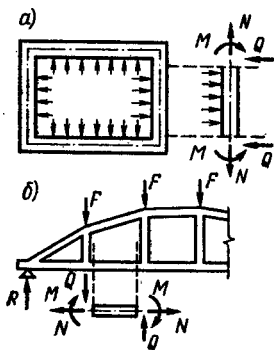


Рис. V.3. Внецентренно растянутые элементы

а — стенка резервуара (бункера); б — нижний пояс безраскосой фермы

(рис. V.2, б). Ее располагают ближе к наружным поверхностям, чтобы она эффективнее усиливала элемент против возможных внецентренных воздействий в процессе обжатия.

В условиях внецентренного растяжения находятся стенки резервуаров (бункеров), прямоугольных в плане, испытывающие внутреннее давление от содержимого (рис. V.3, а), нижние пояса безраскосых ферм (рис. V.3, б) и некоторые другие элементы конструкций. Такие элементы одновременно растягиваются продольной силой N и изгибаются моментом M , что равносильно внецентренному растяжению усилием N с эксцентриситетом $e_0 = M/N$ относительно продольной оси элемента.

Различают два случая внецентренного растяжения:

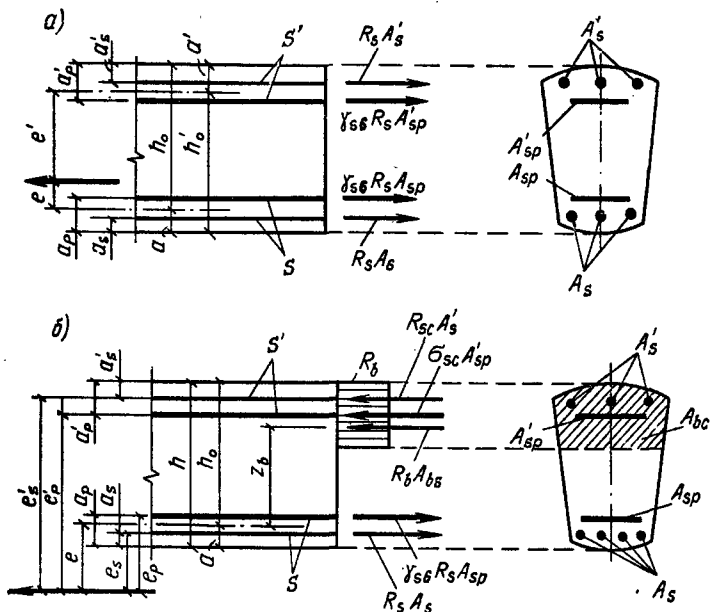


Рис. V.4. Расчетные схемы внецентренно растянутых элементов; продольная растягивающая сила N расположена a — между равнодействующими усилий в арматуре S и S' ; б — вне предела расстояния между равнодействующими усилий в арматуре S и S'

случай 1 (рис. V.4, а), когда внешняя продольная растягивающая сила N приложена между равнодействующими усилиями в арматуре S и S' (ближе к усилию N и далее от него), и случай 2 (рис. V.4, б), когда сила приложена за пределами расстояния между равнодействующими усилиями в арматуре S и S' .

Внецентренно растянутые элементы, относящиеся к случаю 2, армируют продольными и поперечными стержнями аналогично армированию изгибаемых элементов, а относящиеся к случаю 1 — аналогично армированию центрально-растянутых элементов.

Внецентренно растянутые элементы, как и центрально-растянутые, обычно подвергают предварительному напряжению, что значительно повышает их трещиностойкость.

Во внецентренно растянутых элементах содержание продольной арматуры должно быть $\mu \geq 0,05\%$; это от-

носится к арматуре S для элементов случая 2 и к арматуре S и S' для элементов случая 1.

Указания по анкерровке растянутых стержней в растянутом или сжатом бетоне, по соединению сварных и вязаных сеток приведены в § 1.2, 1.3.

Стыки сборных растянутых элементов, через которые передаются растягивающие усилия, конструируют на сварке выпусков арматуры или стальных закладных деталей, а также с помощью арматурных изделий (пучков, канатов, стержней), перекрывающих стыки, размещаемых в каналах или пазах и натягиваемых на бетон.

§ V.2. РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ ЦЕНТРАЛЬНО-РАСТЯНУТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Разрушение центрально-растянутых элементов происходит после того, как в бетоне образуются сквозные трещины и он в местах трещин выключается из работы, а в арматуре напряжения достигают предела текучести (если сталь имеет площадку текучести) или временного сопротивления. Несущая способность центрально-растянутого элемента обусловлена предельным сопротивлением арматуры без участия бетона.

В соответствии с этим прочность центрально-растянутых элементов, в общем случае имеющих в составе сечения предварительно напрягаемую арматуру с площадью сечения A_p и ненапрягаемую с площадью сечения A_s , рассчитывают по условию

$$N = \gamma_{sb} R_s A_{sp} + R_s A_s, \quad (V.1)$$

где γ_{sb} — коэффициент, учитывающий условия работы высокопрочной арматуры при напряжениях выше условного предела текучести, вычисляемый по формуле (II.46).

В элементах с напрягаемой арматурой без анкеров необходимо проверять прочность сечений элемента в пределах длины зоны передачи напряжений. Расчетное сопротивление арматуры здесь принимают сниженным, его определяют умножением R_s на коэффициент

$$\gamma_{sb} = l_x / l_p,$$

где l_x — расстояние от начала зоны передачи напряжений до рассматриваемого сечения арматуры в пределах этой зоны; l_p — полная длина зоны передачи напряжений, устанавливаемая по формуле (I.21).

§ V.3. РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ ЭЛЕМЕНТОВ
СИММЕТРИЧНОГО СЕЧЕНИЯ, ВНЕЦЕНТРЕННО РАСТЯНУТЫХ
В ПЛОСКОСТИ СИММЕТРИИ

Предельное состояние по несущей способности элементов любого симметричного сечения, внецентренно растянутых в плоскости симметрии, в случае 1 (см. рис. V.4, а, продольная сила N приложена между равнодействующими усилий в арматуре S и S') характеризуется тем, что бетон в элементах пересечен сквозными поперечными трещинами, и потому в нормальных сечениях, совпадающих с трещинами, сопротивляется внешнему усилию лишь продольная арматура. Разрушение элемента наступает, когда напряжения в продольной арматуре S и S' достигают предельного значения.

В случае 2 (см. рис. V.4, б, продольная сила N находится за пределами расстояния между равнодействующими усилий в арматуре S и S') предельное состояние по несущей способности внецентренно растянутых элементов сходно с предельным состоянием изгибаемых элементов. Часть сечения у грани, удаленной от силы N , сжата, противоположная часть сечения растянута. Вследствие образования трещин в бетоне растянутой зоны сечения растягивающие усилия в трещинах воспринимаются только арматурой. Несущая способность элемента обусловлена предельным сопротивлением растяжению арматуры растянутой зоны и предельным сопротивлением сжатию бетона и ненапрягаемой арматуры сжатой зоны; при этом, если в сжатой зоне находится предварительно напрягаемая арматура, напряжения в ней принимают равными σ_p , которые определяют по указаниям, приведенным при расчете изгибаемых элементов (см. § III.2).

Несущую способность внецентренно растянутых элементов проверяют по условиям:

для случая 1

$$Ne \leq \gamma_{s8} R_s A'_{sp} (h_0 - a'_p) + R_s A'_s (h_0 - a'_s); \quad (V.2)$$

$$Ne' \leq \gamma_{s6} R_s A_{sp} (h'_0 - a_p) + R_s A_s (h'_0 - a_s); \quad (IV.3)$$

для случая 2

$$Ne \leq R_b A_{bc} z_b + R_{sc} A'_s (h_0 - a'_s) + \sigma_{sc} A'_{sp} (h_0 - a'_p). \quad (V.4)$$

В уравнении (V.4) площадь сжатой зоны A_{bc} определяют по выражению

$$N = \gamma_{сб} R_s A_{sp} + R_s A_s - R_b A_{bc} - \sigma_{sc} A'_{sp} - R_{sc} A'_s. \quad (V.5)$$

При расчете элементов по случаю 2 должно соблюдаться условие $\xi = x/h_0 \leq \xi_y$. Если оно не соблюдается, то в формуле (V.4) принимают $\xi = x/h_0 = \xi_y$. Значение ξ_y определяют по формуле (II.42).

Случай 1. Для проверки несущей способности элемента и подбора сечения арматуры непосредственно используют формулы (V.2) и (V.3).

Случай 2. Формулу для проверки несущей способности (V.4) преобразуют следующим образом:

$$Ne \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'_s) + \sigma_{sc} A'_{sp} (h_0 - a'_p). \quad (V.6)$$

Высота сжатой зоны может быть выражена из уравнения (V.5):

$$x = (\gamma_{сб} R_s A_{sp} + R_s A_s - \sigma_s A'_{sp} - R_{sc} A'_s - N) / R_b b. \quad (V.7)$$

Следует помнить, что формула (V.6) справедлива, если $x \leq \xi_y h_0$.

Для определения площади сечения арматуры A_s и A'_s формулы (V.6) и (V.7) преобразуют к виду

$$A'_s = [Ne - A_y R_b b h_0^2 - \sigma_{sc} A'_{sp} (h_0 - a'_p)] / R_{sc} (h_0 - a'_s); \quad (V.8)$$

$$A_{sp} = (\xi_y R_b b h_0 - R_s A_s + R_{sc} A'_s + \sigma_{sc} A'_{sp} + N) / \gamma_{сб} R_s. \quad (V.9)$$

Здесь ξ_y и A_y — коэффициенты, из табл. III.1, см. § III.3. Если при этом значение A_s по расчету получается отрицательным или меньше минимально допустимого (согласно указаниям § V.1), то сечение A_s назначают по минимальному содержанию арматуры. В этом случае, а также когда сечение арматуры A_s задано заранее по иным соображениям, сначала следует вычислить

$$A_0 = [Ne - R_{sc} A'_s (h_0 - a'_s) - \sigma_{sc} A'_{sp} (h_0 - a'_p)] / R_b b h_0^2, \quad (V.10)$$

затем по этому значению из табл. III.1 найти ξ и, наконец, определить

$$A_{sp} = (\xi R_b b h_0 - R_s A_s + R_{sc} A'_s + \sigma_{sc} A'_{sp} + N) / \gamma_{сб} R_s. \quad (V.11)$$

ГЛАВА VI. ЭЛЕМЕНТЫ, ПОДВЕРЖЕННЫЕ ИЗГИБУ С КРУЧЕНИЕМ

§ VI.1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

В железобетонных конструкциях кручение элементов в чистом виде почти не встречается, но в сочетании с изгибом — весьма часто. В сравнении с изгибом сопротивление железобетонных элементов кручению существенно меньше. Поэтому в ряде конструкций, несмотря на относительно небольшие по абсолютному значению крутящие моменты, влияние их необходимо учитывать.

Примерами железобетонных элементов, испытывающих изгиб совместно с кручением, служат: мачта, находящаяся под воздействием поперечной внешней силы, приложенной на некотором расстоянии от оси элемента (рис. VI.1, а), балка с односторонне загруженной плитой (рис. VI.1, б) и др.

При кручении железобетонного элемента в нем возникают главные сжимающие и главные растягивающие напряжения, направленные под углом 45° к продольной оси. Появление трещин и их наклон обусловлены интенсивностью и направлением главных растягивающих напряжений. В элементе, подверженном кручению, трещины расположены по винтообразным линиям (рис. VI.2, а). Они появляются на ранних стадиях загрузки. После образования трещин усилия в направлении главных растягивающих напряжений воспринимает арматура, а усилия в направлении главных сжимающих напряжений — бетон. Разрушение элемента начинается, когда в растянутой арматуре появляются значительные неупругие удлинения (рис. VI.2, б).

Изгиб, сопровождаемый кручением, вызывает в железобетонном элементе прямоугольного сечения разрушение по одной из пространственных трещин (рис. VI.3). Противоположные концы пространственной трещины, проходящей по трем сторонам элемента, близко подходят к сжатой зоне, расположенной у четвертой стороны.

Элементы, подверженные изгибу с кручением, должны быть снабжены арматурой, воспринимающей усилия от действия изгибающего момента, поперечной силы и крутящего момента. На участках чистого кручения их можно армировать спиральной арматурой (рис. VI.4, а) или поперечными и продольными стержнями (рис.

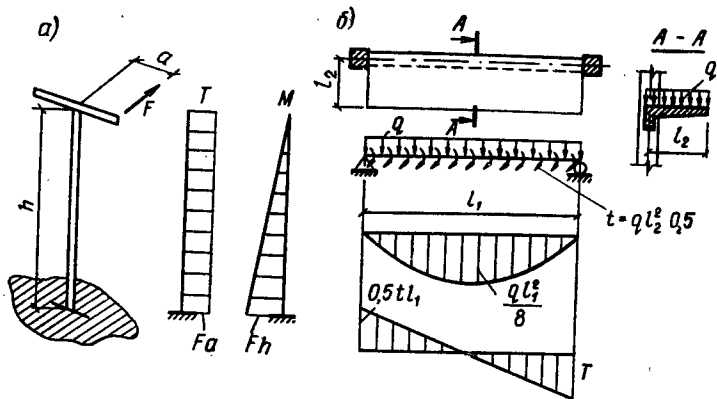


Рис. VI.1. Железобетонные элементы, работающие на изгиб с кручением

a — мачта под воздействием горизонтальной силы F , приложенной с плечом a относительно продольной оси; *б* — балка с односторонней консольной плитой; M — эпюра изгибающего момента; T — эпюра крутящего момента; t — равномерно распределенный крутящий момент; q — равномерно распределенная нагрузка

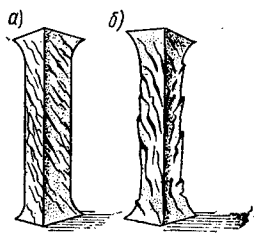


Рис. VI.2. Образец, испытанный на кручение
a — после образования трещин (промежуточная стадия загрузки); *б* — после испытания (конечная стадия загрузки)

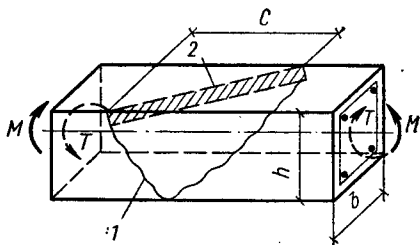


Рис. VI.3. Схема разрушения элемента прямоугольного сечения, работающего на изгиб с кручением
1 — пространственная трещина; 2 — сжатая зона пространственного сечения

VI.4, б). Спиральное армирование эффективнее, поскольку лучше согласуется с направлением главных растягивающих напряжений; однако оно целесообразно лишь при действии крутящих моментов одного знака. Армирование продольными и поперечными стержнями удобнее спирального по производственным условиям.

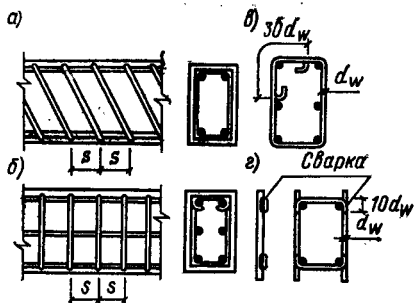


Рис. VI.4. Армирование элементов прямоугольного сечения, работающих на изгиб с кручением

а — армирование продольными стержнями и спиралями; б — армирование продольными стержнями и поперечными замкнутыми хомутами; в — вязаный каркас; г — сварной каркас

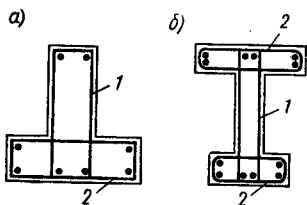


Рис. VI.5. Армирование элементов, работающих на изгиб с кручением

а — таврового сечения; б — двутаврового сечения; 1 — замкнутые хомуты ребра; 2 — замкнутые хомуты полки

Все продольные стержни, вводимые в расчет на кручение с полным расчетным сопротивлением, должны быть заведены для надежной анкеровки за грань опоры на длину не менее $l_{ан}$ (см. § 1.3) или специально заанкерены.

Характер работы железобетонных элементов при кручении требует, чтобы в вязаных каркасах хомуты были замкнутыми с перепуском концов на длину $30d_x$ (рис. VI.4, в), а в сварных каркасах все поперечные стержни вертикального и горизонтального направлений приварены точечной сваркой к угловым продольным стержням для образования замкнутых контуров или же сварены между собой с помощью загнутых концов хомутов дуговой сваркой с длиной шва не менее $10d_x$ (рис. VI.4, г).

В элементах сложного поперечного сечения (двутавровых, тавровых и др.), работающих на изгиб с кручением, все составляющие части сечения (ребра, полки) должны иметь замкнутое поперечное армирование в пределах каждой части (рис. VI.5).

§ VI.2. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ПРЯМОУГОЛЬНОГО СЕЧЕНИЯ

Напряженное состояние железобетонных элементов, возникающее вследствие воздействия изгиба с кручением, представляет одно из наиболее сложных явлений в железобетоне. Оно недостаточно изучено. У специалистов еще нет единого мнения относительно его сущности, поэтому в нормах ряда стран предложены методы расчета прочности таких элементов, существенно отличающиеся между собой. Рассмотрим метод, разработанный в НИИЖБ на основе многолетних экспериментальных исследований, включенный в отечественные нормы.

Несущая способность элемента оценивается по методу предельного равновесия с учетом образования пространственной трещины в предположении, что предельное сопротивление арматуры, пересеченной трещиной, лимитируется пределом текучести, а бетона сжатой зоны — его прочностью при сжатии.

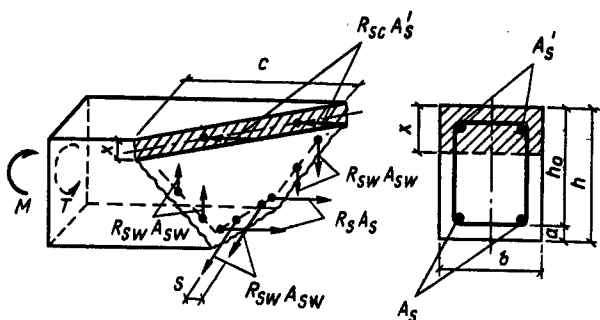


Рис. VI.6. К расчету элементов прямоугольного сечения, работающих на изгиб с кручением (1-я схема расположения сжатой зоны)

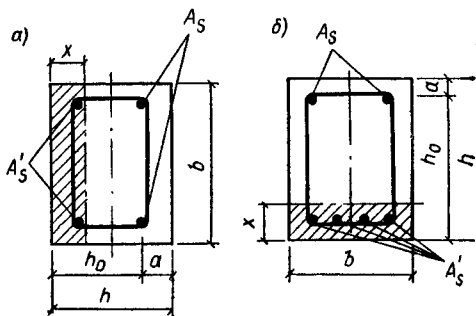


Рис. VI.7. К расчету элементов прямоугольного сечения, работающих на изгиб с кручением

а — 2-я схема расположения сжатой зоны; б — 3-я схема

Разрушение элемента по схеме, приведенной на рис. VI.6, происходит в случае совместного действия изгиба и кручения с преобладающим влиянием изгибающего момента, при нулевом (или малом) значении поперечной силы.

В этом случае воздействия при расчете прочности элемента следует исходить из предположения, что в состоянии текучести находится продольная и поперечная арматура, расположенная у трех граней элемента, с соответствующей ориентировкой пространственной разрушающей трещины и положения сжатой зоны.

Схема по рис. VI.7, а относится к случаю действия крутящего момента и поперечной силы при нулевых или малых значениях изгибающего момента. Для этой схемы характерно раскрытие наклонных трещин на одной из боковых граней элемента вследствие текучести хомутов. Опытами установлено, что кручение существенно снижает сопротивление элемента поперечной силе в сравнении с сопротивлением при изгибе без кручения.

Схема по рис. VI.7, б относится к случаю, когда преобладает действие крутящего момента, а значение изгибающего момента в сравнении с ним мало и когда в сжатой от изгиба грани предусмотрено значительно меньше арматуры, чем у противоположной грани.

Согласно СНиП, расчет должен производиться по трем расчетным схемам в зависимости от расположения сжатой зоны пространственного сечения: 1-я схема: сжатая зона пространственного сечения располагается у грани элемента, сжатой от изгиба (см. рис. VI.6); 2-я схема: сжатая зона — у грани элемента, параллельной плоскости изгиба (см. рис. VI.7, а); 3-я схема: сжатая зона — у грани элемента, растянутой от изгиба.

Прочность элемента предлагается проверять по всем трем схемам из условия, чтобы крутящий момент от действия внешней нагрузки, вычисленный относительно оси, проходящей в плоскости сжатой зоны через ее центр, не превышал суммы моментов предельных усилий в продольной и поперечной арматуре, пересеченной пространственной трещиной, взятых относительно той же оси. За расчетное значение принимается меньшее из трех. В нормах рекомендовано обобщенное выражение условия прочности, при выводе которого сделаны некоторые допущения в целях его упрощения:

$$T \leq R_s A_s (h_0 - 0,5x)(1 + \varphi_w \delta \lambda^2) / (\varphi_q \lambda + \kappa), \quad (VI.1)$$

где

$$\lambda = c/b; \quad \delta = b/(2h + b); \quad (VI.2)$$

$$\varphi_w = (b/s)(R_{sw} A_{sw})/(R_s A_s); \quad (VI.3)$$

$$\kappa = M/T; \quad \varphi_q = 1 + 0,5hQ/T. \quad (VI.4)$$

Здесь M , T , Q — изгибающий момент, крутящий момент и поперечная сила, вычисляемые для нормального сечения элемента, совпадающего с центром тяжести сжатой зоны рассчитываемого сечения с пространственной трещиной; A_s , A'_s — площади поперечного сечения продольной арматуры в растянутой и сжатой зонах в соответствующих расчетных схемах, принимаемых по рис. VI.6 и VI.7; b и h — размеры сторон поперечного сечения элемента, ориентируемые соответственно рассматриваемой схеме; c — длина проекции линии, ограничивающей сжатую зону, на продольную ось элемента; x — высота сжатой зоны, определяемая из уравнения

$$R_s A_s - R_{sc} A'_s = R_b b x. \quad (VI.5)$$

При отсутствии изгибающего момента и поперечной силы $\kappa=0$, $\varphi=1$; при расчетной схеме:

по рис. VI.6, а

$$\kappa = M/T; \quad \varphi_q = 1;$$

по рис. VI.7, а

$$\kappa = 0; \quad \varphi_p = 1 + 0,5hQ/T;$$

по рис. VI.7, б

$$\kappa = -M/T; \quad \varphi_q = 1.$$

Опасное сечение элемента, отвечающее его наименьшей несущей способности, характеризуется параметром c ; его значение можно определить посредством пробных подстановок ряда значений в расчетные формулы, но, как установлено экспериментально, оно не должно приниматься более $c=2h+b$.

Опытами выявлено, что значение φ_w , характеризующее соотношение интенсивности поперечного и продольного армирования, должно находиться в пределах

$$\varphi_{w,\min} \leq \varphi_w \leq \varphi_{w,\max}, \quad (VI.6)$$

где

$$\varphi_{w,\min} = 0,5(1 - M/M_u); \quad \varphi_{w,\max} = 1,5(1 - M/M_u). \quad (VI.7)$$

В этих формулах M — изгибающий момент; для 2-й схемы принимается равным нулю, для 3-й схемы — со знаком минус; M_u — предельный момент, воспринимаемый нормальным сечением элемента.

Если по формуле (VI.3) получается $\varphi_w < \varphi_{w,\min}$, то в

расчете следует усилие $R_s A_s$ в формулах (VI.1) и (VI.5) умножить на понижающий коэффициент $\varphi_w/\varphi_{w,min}$.

Такое ограничение по соотношению поперечной и продольной арматуры в элементе введено для обеспечения эксплуатационных требований по деформативности элементов и ширине раскрытия трещин в бетоне, поскольку для элементов, подвергающихся изгибу с кручением, расчет предельных состояний по второй группе не разработан и нормами не предусматривается.

Если $T \leq 0,5Qh$, то расчет производится по 2-й схеме по условию

$$Q \leq Q_{sw} + Q_b - 3T/b, \quad (VI.8)$$

где Q_{sw} , Q_b определяются по формулам § III.6.

Прочность бетона на сжатие между наклонными трещинами в элементе, испытывающем кручение с изгибом, считается обеспеченной, если соблюдается условие

$$T \leq 0,1R_b b^2 h, \quad (VI.9)$$

где $h > b$ значения R_b при бетоне классов выше В30 принимаются как для бетона классов В30.

ГЛАВА VII. ТРЕЩИНОСТОЙКОСТЬ И ПЕРЕМЕЩЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Трещиностойкостью элементов, как условлено выше, будем называть сопротивление образованию трещин в стадии I или сопротивление раскрытию трещин в стадии II. Трещиностойкость элементов проверяют расчетом в сечениях, нормальных к продольной оси, а при наличии поперечных сил также и в сечениях, наклонных к продольной оси. Расчеты трещиностойкости и перемещений элементов относятся к расчетам по второй группе предельных состояний. Порядок учета нагрузок изложен в главе II (табл. II.2, II.3).

В расчетах исходят из следующих положений: 1) напряжения в бетоне растянутой зоны перед образованием трещин равны $R_{bt,ser}$; 2) напряжения в напрягаемой арматуре равны $\sigma_{sp} + 2\nu R_{bt,ser}$ — сумме предварительного напряжения (с учетом потерь и с учетом коэффициента точности натяжения) и приращения напряжения, отвечающего приращению деформаций окружающего бетона после погашения обжатия; 3) напряжения в ненапрягаемой арматуре предварительно напряженных элементов равны сумме сжимающего напряжения, вызванного усад-

кой и ползучестью бетона, и приращения растягивающего напряжения, отвечающего приращению деформаций бетона.

§ VII.1. СОПРОТИВЛЕНИЕ ОБРАЗОВАНИЮ ТРЕЩИН ЦЕНТРАЛЬНО-РАСТЯНУТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Расчет по образованию трещин заключается в проверке условия, что трещины в сечениях, нормальных к продольной оси, не образуются, если продольная сила от действия внешней нагрузки N не превосходит внутреннего продольного усилия в сечении перед образованием трещин N_{crc} , т. е.

$$N \leq N_{crc}. \quad (VII.1)$$

Определение усилия N_{crc} . Продольное усилие определяют по напряжениям, возникающим в материалах перед образованием трещин:

$$N_{crc} = R_{bt,ser} (A + 2vA_s) + P, \quad (VII.2)$$

где A — площадь сечения элемента; A_s — суммарная площадь сечения напрягаемой и ненапрягаемой арматуры; P — усилие предварительного обжатия, определяемое по формуле (II.26).

Для элемента без предварительного напряжения при определении усилия N_{crc} по формуле (VII.2) следует принять $P = -\sigma_s A_s$.

Вызванное ползучестью и усадкой бетона сжимающее напряжение в ненапрягаемой арматуре σ_s снижает сопротивление образованию трещин элемента [см. формулу (II.26)].

§ VII.2. СОПРОТИВЛЕНИЕ ОБРАЗОВАНИЮ ТРЕЩИН ИЗГИБАЕМЫХ, ВНЕЦЕНТРЕННО СЖАТЫХ И ВНЕЦЕНТРЕННО РАСТЯНУТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

1. Расчет по образованию трещин, нормальных к продольной оси элементов

Этот расчет заключается в проверке условия о том, что трещины в сечениях, нормальных к продольной оси элемента, не образуются, если момент внешних сил M не превосходит момента внутренних усилий в сечении перед образованием трещин, т. е.

$$M \leq M_{crc}. \quad (VII.3)$$

Момент внешних сил при изгибе будет M , а момент внешних сил при внецентренном сжатии и при внецентренном растяжении, если образуется сжатая зона,

$$M = Nc_1, \quad (\text{VII.4})$$

где c_1 — расстояние от внешней продольной силы N до той же оси, относительно которой берется момент внутренних усилий (рис. VII.1).

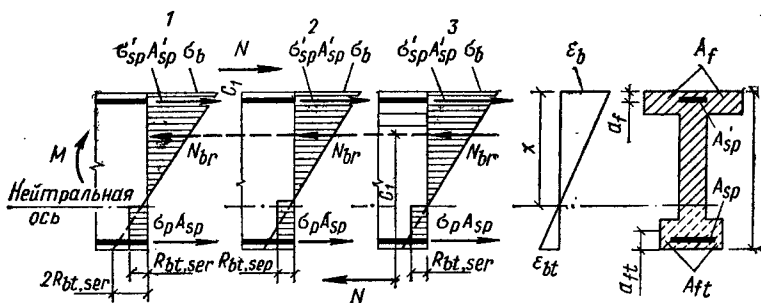


Рис. VII.1. К определению трещиностойкости изгибаемых 1, внецентренно сжатых 2 и внецентренно растянутых предварительно напряженных элементов в стадии I при упругой работе бетона сжатой зоны

2. Определение момента M_{crc} при упругой работе бетона сжатой зоны

Перед образованием трещин при двузначной эпюре напряжений в сечениях изгибаемых, внецентренно сжатых, внецентренно растянутых элементов характерно одно и то же напряженно-деформированное состояние — стадия I. Чтобы определить момент M_{crc} в общем виде, рассмотрим предварительно напряженное двутавровое сечение и введем обозначения: A_f — площадь свесов полков в сжатой зоне; A_{ft} — площадь уширения полков в растянутой зоне.

В расчетах будем исходить из следующих положений: 1) сечения при изгибе остаются плоскими; 2) в бетоне растянутой зоны развиваются неупругие деформации и коэффициент $\lambda_{bt} = 0,5$, эпюра нормальных напряжений прямоугольная; 3) в бетоне сжатой зоны деформации только упругие и коэффициент $\lambda_b = 1$, эпюра нормальных напряжений треугольная.

Работа бетона сжатой зоны рассматривается как упругая, если уровень напряжений

$$k = \sigma_b / R_{bt,ser} < 0,7;$$

предельное значение k ... зависит от вида бетона, эксцентриситета продольной сжимающей силы, длительности действия нагрузки и некоторых других факторов. Выразим напряжения в материалах обеих зон сечения через R_{bt} . Согласно эпюре деформаций сечения, краевая деформация бетона сжатой зоны (см. рис. VII.1)

$$\epsilon_b = \epsilon_{bt} \frac{x}{h-x} < 0,7;$$

при этом краевое напряжение

$$\sigma_b = \epsilon_b E'_b = \epsilon_{bt} \frac{x \lambda_b E_b}{h-x}, \quad (\text{VII.5})$$

где x — высота сжатой зоны (в стадии I перед образованием трещин).

Поскольку деформация

$$\epsilon_{bt} = \frac{R_{bt,ser}}{E'_{bt}} = \frac{R_{bt,ser}}{\lambda_{bt} E_b},$$

то краевое напряжение

$$\sigma_b = \frac{R_{bt,ser} x \lambda_b E_b}{\lambda_{bt} E_b h-x}. \quad (\text{VII.6})$$

Имея в виду, что коэффициенты $\lambda_{bt} = 0,5$, $\lambda_b = 1$, определим

$$\sigma_b = 2R_{bt,ser}/(h-x). \quad (\text{VII.7})$$

Напряжение в бетоне сжатых полок на уровне центра тяжести свесов, т. е. на расстоянии a_f от края сечения

$$\sigma_{bf} = 2R_{bt,ser} (x - a_f)/(h-x). \quad (\text{VII.8})$$

Напряжения в напрягаемой арматуре в растянутой и сжатой зонах сечения

$$\sigma_p = \sigma_{sp} + 2\nu R_{bt,ser}; \quad (\text{VII.9})$$

$$\sigma'_p = \sigma'_{sp} + 2\nu R_{bt,ser} \frac{x - a'}{h-x}. \quad (\text{VII.10})$$

Усилие в бетоне сжатой зоны ребра двутаврового сечения N_{br} приложено в точке, расположенной на расстоянии $x/3$ от края сечения. Момент внутренних усилий M_{crc} и момент внешних сил M в (VII.3) определяют относительно оси, проходящей через эту точку. Тогда

$$M_{crc} = R_{bt,ser} \left[b(h-x) \left(\frac{h}{2} + \frac{x}{6} \right) + A_{ft} - (h - a_{ft} - \right.$$

$$\begin{aligned}
 & -\frac{x}{3} \Big) + \frac{2A_f(x-a_f)}{h-x} \left(\frac{x}{3} - a_f \right) + A_{sp} \left(2v + \frac{\sigma_{sp}}{R_{bt,ser}} \right) \times \\
 & \times \left(h_0 - \frac{x}{3} \right) - A'_{sp} \left(\frac{\sigma'_{sp}}{R_{bt,ser}} - 2v \frac{x-a'}{h-x} \right) \times \\
 & \times \left(\frac{x}{3} - a' \right) \Big] = R_{bt,ser} W_{pl}, \quad (VII.11)
 \end{aligned}$$

где W_{pl} —упругопластический момент сопротивления предварительно напряженного сечения по растянутой зоне, он имеет размерность такую же, как и упругий момент сопротивления, см³.

Высота сжатой зоны перед образованием трещин определяется из уравнения равновесия внешней силы N и внутренних усилий в арматуре и бетоне

$$\begin{aligned}
 \pm N + B_{bt,ser} \left[b(h-x) + A_{ft} + 2vA_{sp} - 2vA'_{sp} \frac{x-a'}{h-x} - \right. \\
 \left. - \frac{bh^2}{h-x} - 2 \frac{x-a_f}{h-x} A_f \right] + \sigma_{sp} A_{sp} + \sigma'_{sp} A'_{sp} = 0; \quad (VII.12)
 \end{aligned}$$

здесь принимают знак плюс, если сила N сжимающая, и минус, если сила N растягивающая. Для изгибаемых элементов принимают $N=0$.

Уравнение (VII.12) относительно x линейное, после умножения его на $(h-x)$ и преобразования найдем относительную высоту сжатой зоны:

$$\xi = \frac{x}{h} = 1 - \frac{bh + 2(1-\delta_f)A_f + 2(1-\delta')vA'_s}{2A_{red} - A_{ft} + (P \pm N)/R_{bt,ser}}; \quad (VII.13)$$

здесь $\delta_{ft} = a_{ft}/h$; $\delta' = a'/h$; A_{red} — приведенная площадь сечения

$$A_{red} = bh + A_{ft} + A_f + v(A_{sp} + A'_{sp}); \quad (VII.14)$$

$$P = \sigma_{sp} A_{sp} + \sigma'_{sp} A'_{sp}. \quad (VII.15)$$

Заметим, что в предварительно напряженных сечениях высота сжатой зоны перед образованием трещин больше, чем у сечений без предварительного напряжения, она может составлять $x = \xi h = (0,7...0,9)h$.

Формула (VII.11) является общей, она служит для расчета трещиностойкости железобетонных элементов, предварительно напряженных и без предварительного напряжения, а также бетонных элементов при различных формах сечения: двутавровой, тавровой, прямоугольной. Например, для изгибаемого элемента двутаврового сечения без предварительного напряжения, т. е. при

$P_0=0$ упругопластический момент сопротивления по растянутой зоне

$$W_{pl} = b(h-x) \left(\frac{h}{2} + \frac{x}{6} \right) + A_{ft} \left(h - a_{ft} - \frac{x}{3} \right) + \\ + \frac{2A_f(x-a_f)}{h-x} \left(\frac{x}{3} - a_f \right) + 2vA_s \left(h_0 - \frac{x}{3} \right) + \\ + 2vA'_s \frac{x-a'}{h-x} \left(\frac{x}{3} - a' \right); \quad (\text{VII.16})$$

относительная высота сжатой зоны, согласно формуле (VII.13)

$$\xi = 1 - \frac{bh + 2(1 + \delta_f)A_f + 2(1 - \delta')vA'_s}{2A_{red} - A_{ft}}. \quad (\text{VII.17})$$

При определении W_{pl} для таврового сечения с полкой в сжатой зоне следует принимать $A_{ft}=0$, для таврового сечения с полкой в растянутой зоне $A_f=0$, для прямоугольного сечения $A_{ft}=A_f=0$. Для железобетонного элемента прямоугольного сечения с одиночной арматурой

$$W_{pl} = b(h-x) \left(\frac{h}{2} + \frac{x}{6} \right) + 2vA_s \left(h_0 - \frac{x}{3} \right); \quad (\text{VII.18})$$

$$\xi = 1 - \frac{bh}{2(bb + vA_s)} = 1 - \frac{1}{2(1 + v\mu_1)}, \quad (\text{VII.19})$$

где $\mu_1 = A_s/bh$.

Если принять, что $A_s = A'_s = 0$, то можно определить упругопластический момент сопротивления бетонного неармированного сечения. Например, для бетонного элемента прямоугольного сечения $\xi_b = 1/2$, и упругопластический момент сопротивления

$$W_{pl} = (7/24) bh^2, \quad (\text{VII.20})$$

т. е. больше упругого момента сопротивления в $7/4$ раза.

При определении момента образования трещин железобетонных элементов без предварительного напряжения практически можно принять $\xi = 1/2$, тогда при $\delta_1 = a/h \approx 0,08$ формула (VII.16) принимает вид

$$W_{pl} = [0,292 + 0,75(\gamma_1 + 2\mu_1 v) + 0,15\gamma'_1] bh^2, \quad (\text{VII.21})$$

$$\gamma_1 = [(b_{ft} - b)h_{ft}]/bh; \quad \gamma'_1 = [(b'_f - b)h'_f + vA'_s]/bh; \quad (\text{VII.22})$$

при значениях $\mu_1 v \leq 0,25$ и $\gamma'_1 \leq 0,3$ погрешность вычислений W_{pl} по формуле (VII.21) незначительна.

3. Определение момента M_{crc} при неупругой работе бетона сжатой зоны

В некоторых предварительно напряженных элементах перед образованием трещин вследствие высокого уровня напряжений в бетоне сжатой зоны развиваются деформации нелинейной ползучести (при тавровых сечениях с полкой в растянутой зоне, внецентренно сжатых сечениях и др.). Поскольку сечения остаются плоскими, возникают связи, препятствующие свободному развитию неравномерных по высоте сечения неупругих деформаций, и тогда стесненная ползучесть сопровождается релаксацией напряжений. Эпюра нормальных напряжений искривляется, а ордината максимального напряжения смещается в глубь сечения (рис. VII.2). Это

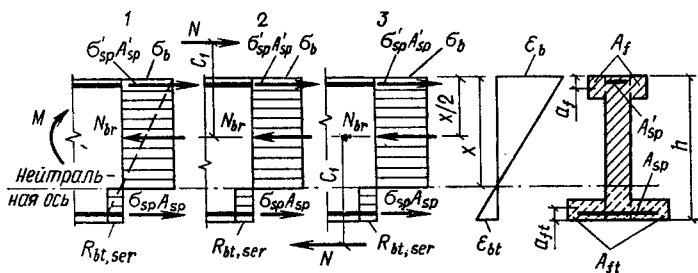


Рис. VII.2. К определению трещиностойкости изгибаемых 1, внецентренно сжатых 2 и внецентренно растянутых 3 предварительно напряженных элементов в стадии I при неупругой работе бетона сжатой зоны

приводит к снижению момента M_{crc} . Неупругая работа бетона сжатой зоны и в связи с этим снижение значения момента M_{crc} , как показали специальные исследования, может наблюдаться и при среднем уровне напряжений, но при длительном действии нагрузки (до 20 %).

Достаточно строгое определение M_{crc} с учетом нелинейной ползучести бетона и времени действия нагрузки возможно с помощью ЭВМ и применения дискретной расчетной модели в виде системы стерженьков, работающих на осевое сжатие и осевое растяжение. Практические методы расчета M_{crc} связаны с заменой действительной криволинейной эпюры нормальных напряжений бетона сжатой зоны какой-либо другой эпюрой — пря-

моугольной или трапециевидной. Рассмотрим один из таких практических методов с применением прямоугольной эпюры нормальных напряжений (см. рис. VII.2).

Будем считать, что бетон сжатой зоны сечения работает неупруго, если напряжения, вычисленные при треугольной эпюре напряжений по формуле (VII.7), составляют

$$\sigma_b \geq 0,7R_{bt,ser}. \quad (VII.23)$$

В этом случае криволинейная эпюра нормальных напряжений заменяется прямоугольной эпюрой напряжений в обеих зонах сечения, в которых коэффициент упругопластических деформаций

$$\lambda_b = \lambda_{bt} = 0,5. \quad (VII.24)$$

Тогда напряжения бетона сжатой зоны

$$\sigma_b = \epsilon_{bt} \frac{x}{h-x} \nu E_b = \frac{R_{bt,ser} x}{h-x}. \quad (VII.25)$$

Момент внутренних усилий с учетом того, что сжимающее усилие в ребре N_{br} расположено на расстоянии $x/2$ от края сечения,

$$\begin{aligned} M_{crc} = R_{bt,ser} \left[\frac{1}{2} bh (h-x) + A_{ft} \left(h - a_{ft} - \frac{x}{2} \right) + \right. \\ \left. + \frac{A_f x}{h-x} \left(\frac{x}{2} - a_f \right) + A_{sp} \left(2\nu + \frac{\sigma_{sp}}{R} \right) \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) - \right. \\ \left. - A'_{sp} \left(\frac{\sigma'_{sp}}{R_{bt,ser}} - \frac{2\nu x}{h-x} \right) \left(\frac{x}{2} - a' \right) \right]. \quad (VII.26) \end{aligned}$$

Высоту сжатой зоны перед образованием трещин определяют из уравнения равновесия внешней силы N и усилий в арматуре и бетоне:

$$\begin{aligned} \pm N + R_{bt,ser} \left[b (h-x) + A_{ft} + 2\nu A_{sp} - \frac{2\nu A'_{sp} x}{h-x} - \right. \\ \left. - \frac{x (bx + A_f)}{h-x} \right] + \sigma_{sp} A_{sp} + \sigma'_p A'_{sp} = 0; \quad (VII.27) \end{aligned}$$

для силы N знак «+» при сжатии, знак «-» при растяжении; при изгибе $N=0$.

Относительная высота сжатой зоны

$$\xi = \frac{x}{h} = 1 - \frac{bh + A_f + 2\nu A'_{sp}}{F_{red} + \nu (A_{sp} + A'_{sp}) + bh + (P \pm N)/R_{bt,ser}}. \quad (VII.28)$$

4. Определение момента M_{crc} по способу ядровых моментов

Нормы рекомендуют определять M_{crc} приближенно по способу ядровых моментов. Задачу о напряженно-деформированном состоянии сечения в стадии I перед образованием трещин от совместного действия внешней нагрузки и усилия обжатия приближенно можно решить как линейную задачу внецентренного сжатия, применив принцип независимого действия сил. Момент образования трещин

$$M_{crc} = R_{bt,ser} W_{pl} + M_{rp}; \quad (VII.29)$$

здесь M_{rp} момент усилия обжатия P относительно оси, проходящей через условную ядровую точку, наиболее удаленную от растянутой зоны, т. е.

$$M_{rp} = P(e_{op} + r); \quad (VII.30)$$

W_{pl} — упругопластический момент сопротивления железобетонного сечения по растянутой зоне в предположении, что продольная сила отсутствует; e_{op} — эксцентриситет усилия обжатия относительно центра тяжести приведенного сечения; r — расстояние от ядровой точки, наиболее удаленной от растянутой зоны, до центра тяжести приведенного сечения (рис. VII.3).

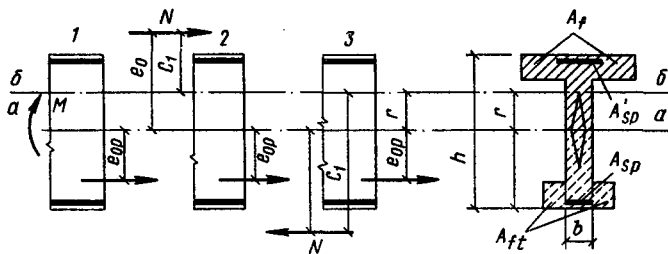


Рис. VII.3. К расчету трещиностойкости изгибаемых 1, внецентренно сжатых 2 и внецентренно растянутых элементов 3 по способу ядровых моментов

a — линия центра тяжести приведенного сечения; b — линия границы условного ядра сечения

Значение r в этом способе расчета с целью учета неупругих деформаций бетона сжатой зоны принимают в зависимости от вида силового воздействия:

для изгибаемых предварительно напряженных и внецентренно сжатых элементов

$$r = \varphi_n (W_{red} / A_{red}); \quad (VII.31)$$

$$\varphi_n = 1,6 - (\sigma_b / R_{b,ser}); \quad (VII.31a)$$

для внецентренно растянутых элементов, если удовлетворяется условие

$$e_0 - e_{0p} \leq R_{bt,ser} W_{pl}/P, \quad (VII.32)$$

по формуле

$$r = W_{pl}/[A_{red} + v(A_s + A'_s)]; \quad (VII.33)$$

для изгибаемых без предварительного напряжения и внецентренно растянутых элементов, если не удовлетворяется условие (VII.32), по формуле

$$r = W_{red}/A_{red}, \quad (VII.34)$$

где W_{red} — упругий момент сопротивления приведенного сечения по растянутой зоне; A_{red} — площадь приведенного сечения; e_0 — эксцентриситет продольной силы N относительно центра тяжести приведенного сечения. Значения W_{pl} можно определить по формулам (VII.16), (VII.21) или по формуле

$$W_{pl} = \frac{2(I_{b0} + vI_{s0} + vI'_{s0})}{h - x} + S_{bt}, \quad (VII.35)$$

где I_{b0} , I_{s0} , I'_{s0} — моменты инерции относительно нейтральной оси площади бетона сжатой зоны и площади арматуры обеих зон сечения; S_{bt} — статический момент относительно той же оси площади бетона растянутой зоны; $h - x$ — расстояние от нейтральной оси до края растянутой зоны.

Положение нейтральной оси определяют из условия

$$S_{b0} + vS'_{s0} - vS_{s0} = [(h - x) A_{bt}]/2, \quad (VII.36)$$

где S_{b0} , S_{s0} , S'_{s0} — статические моменты относительно нейтральной оси площади бетона сжатой зоны сечения и площади арматуры обеих зон сечения; A_{bt} — площадь бетона растянутой зоны сечения.

Значения W_{pl} можно также определять исходя из упругого момента сопротивления W_{red} по формуле

$$W_{pl} = \gamma W_{red}, \quad (VII.37)$$

коэффициентом γ учитывают влияние неупругих деформаций бетона растянутой зоны в зависимости от формы сечения. Для прямоугольных и тавровых сечений с полкой в сжатой зоне $\gamma = 1,75$, для коробчатых и симметричных двутавровых сечений при $2 < b'_f/b = b_f/b$, а также для тавровых сечений с полкой в растянутой зоне при $b_f/b > 2$ и $h_f/h < 0,2$ принимают $\gamma = 1,5$.

Момент внешних сил определяется относительно оси, проходящей через условную ядровую точку, по формуле (VII.4). При внецентренном сжатии плечо $c_1 = e_0 - r$,

$$M = M_r = N(e_0 - r); \quad (VII.38)$$

при внецентренном растяжении

$$M = M_r = N (e_0 + r). \quad (\text{VII.38a})$$

В стадии изготовления и монтажа может оказаться растянутой зона, сжатая при действии внешних расчетных нагрузок. В этом случае

$$M_{crc} = R_{bt,ser} W_{pl} - P (e_{0p} - r); \quad (\text{VII.39})$$

здесь принимают W_{pl} — для грани, растянутой от действия усилия обжатия P ; $R_{bt,ser}$ — по соответствующей передаточной прочности бетона R_{bp} . Момент внешних сил в этом расчете определяют от нагрузки, действующей на данной стадии (например, собственный вес элемента).

5. Расчет по образованию трещин, наклонных к продольной оси элементов

Трещиностойкость наклонных сечений элементов проверяют в зоне действия главных растягивающих напряжений. По длине элемента такую проверку производят в нескольких местах в зависимости от изменения формы сечения, эпюры поперечных сил и изгибающих моментов. Проверка по высоте сечения производится в центре тяжести приведенного сечения и в месте резкого изменения ширины или примыкания сжатых полок к ребру таврового сечения. В конструкциях, армированных напрягаемой арматурой без специальных анкеров, проверяют трещиностойкость концевых участков на длине зоны передачи напряжений l_p с учетом снижения предварительного напряжения σ_{sp} (см. гл. II).

В расчетах трещиностойкости следует принимать во внимание не только главные растягивающие, но и главные сжимающие напряжения. Как показали испытания бетонных образцов, при двухосном напряженном состоянии сжатие в одном из направлений снижает способность бетона сопротивляться растяжению в другом направлении.

Трещиностойкость наклонного сечения может считаться обеспеченной, если главные растягивающие напряжения удовлетворяют условиям:

$$\sigma_{mt} \leq R_{bt,ser} \text{ при } \sigma_{mc} \leq \gamma_{b4} R_{b,ser}; \quad (\text{VII.40})$$

$$\sigma_{mt} \leq \frac{R_{bt,ser}}{1 - \gamma_{b4}} \left(1 - \frac{\sigma_{mc}}{R_{b,ser}} \right) \text{ при } \sigma_{mc} > \gamma_{b4} R_{b,ser}, \quad (\text{VII.41})$$

где $\gamma_{bt} = 0,8 - 0,01 B$; B — класс тяжелого бетона;

$$\sigma_{mt} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}, \quad (\text{VII.42})$$

где σ_x — нормальное напряжение в бетоне от действия внешней нагрузки и усилия предварительного обжатия P ; σ_y — сжимающее напряжение в бетоне на площадках, параллельных продольной оси элемента, от местного действия опорных реакций, сосредоточенных сил, распределенной нагрузки, а также от усилия предварительного обжатия поперечной арматурой; τ_{xy} — касательные напряжения в бетоне от внешней нагрузки и от усилия предварительного обжатия отогнутой арматурой; напряжения σ_x , σ_y подставляют в формулу со знаком «+» при растяжении и со знаком «-» при сжатии.

Нормальное и касательные напряжения определяют в предположении упругой работы бетона

$$\sigma_x = \pm \frac{M_y}{I_{red}} \pm \frac{N}{A_{red}} \pm \frac{P_{e0p} y}{I_{red}} - \frac{P}{A_{red}}; \quad (\text{VII.43})$$

здесь для силы N принимают знак «+» при растяжении; знак «-» при сжатии;

$$\sigma_y = \sigma_{yp} + \sigma_{yt}, \quad (\text{VII.44})$$

где σ_{yp} — напряжение в бетоне, вызванное обжатием поперечной арматурой и стгибами;

$$\sigma_{yp} = \frac{\sigma_{pzw} A_{pzw}}{sb} + \frac{\sigma_{pt} A_{pt}}{s_t b} \sin \alpha, \quad (\text{VII.45})$$

где A_{pzw} — площадь сечения напрягаемых хомутов, расположенных в одной плоскости, нормальной к оси элемента, на рассматриваемом участке; A_{po} — площадь сечения напрягаемой отогнутой арматуры, заканчивающейся на участке длиной $s_0 = h/2$, расположенном симметрично относительно рассматриваемого сечения 0—0 (рис. VII.4);

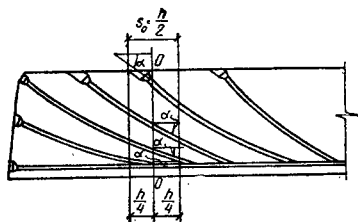


Рис. VII.4. Напрягаемая отогнутая арматура

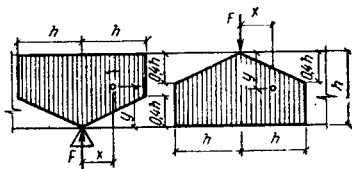


Рис. VII.5. Напряжение в бетоне от местного сжатия

σ_{pzw} — предварительное напряжение хомутов с учетом всех потерь; s — шаг хомутов; s_0 — расстояние между плоскостями отогнутых стержней, измеренное по нормали к ним; b — ширина элемента в рассматриваемом сечении; σ_{pt} — предварительное напряжение в ото-

гнутой арматуре с учетом всех потерь; α — угол между продольной осью элемента и касательной к оси напрягаемой арматуры в сечении $0-0$; σ_{yl} — напряжения в бетоне от местного сжатия, возникающее вблизи мест приложения опорных реакций и сосредоточенных сил, приложенных к верхней грани балки (рис. VIII.5), если $y \leq 0,4h$ и $x \leq 2,5h$;

$$\sigma_{yl} = -\frac{0,4F}{bh} \left(\frac{h}{y} - 1 \right) \left(1 - \frac{0,4x}{y} \right); \quad (\text{VII. 46})$$

если $y \geq 0,4h$ и $x \leq h$,

$$\sigma_{yl} = -F/bh (1 - y/h) (1 - x/y); \quad (\text{VII. 47})$$

x, y — расстояния (параллельные продольной оси и нормальные к продольной осн) от точки приложения сосредоточенной силы до точки, в которой определяют напряжения; F — сосредоточенная сила или опорная реакция; Q — поперечная сила от внешней нагрузки; S — статический момент сдвигаемой части сечения относительно оси, проходящей через центр тяжести приведенного сечения; P_i — усилие предварительного обжатия отогнутой арматурой, заканчивающейся на опоре или на участке между опорой и сечением, расположенном на расстоянии $h/4$ от рассматриваемого сечения $0-0$ (см. рис. VII.4);

$$\tau_{xy} = [(Q - \Sigma F_i \sin \alpha)S]/bI_{red}; \quad (\text{VII. 48})$$

$$a_{crc} = \varepsilon_{sm} l_{crc} - \varepsilon_{btm} l_{crc}.$$

§ VII.3. СОПРОТИВЛЕНИЕ РАСКРЫТИЮ ТРЕЩИН. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ РАСЧЕТА

1. Ширина раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элементов

После образования трещин в растянутых зонах железобетонных элементов при дальнейшем увеличении нагрузки происходит раскрытие трещин — стадия II напряженно-деформированного состояния. Опыты показывают, что вследствие неоднородности структуры бетона при растяжении расстояния между трещинами могут отклоняться от средних значений в большую или меньшую сторону \sim в 1,5 раза.

Ширина раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента, представляет собой разность удлинений арматуры и растянутого бетона на участке между трещинами длиной l_{crc} , т. е.

$$a_{crc} = \varepsilon_{sm} l_{crc} - \varepsilon_{btm} l_{crc}.$$

Средней деформацией растянутого бетона ε_{btm} как величиной малой в сравнении со средней деформацией рас-

растянутой арматуры ϵ_{sm} обычно пренебрегают и принимают

$$a_{crc} = \epsilon_{sm} l_{crq}$$

Введем обозначение для отношения средних деформаций растянутой арматуры на участке между трещинами к деформациям арматуры в сечении с трещиной

$$\psi_s = \epsilon_{sm} / \epsilon_s \leq 1. \quad (\text{VII. 49})$$

Тогда ширина раскрытия трещин на уровне оси растянутой арматуры

$$a_{crc} = \psi_s \epsilon_s l_{crc} = \psi_s (\sigma_s / E_s) l_{crc}. \quad (\text{VII. 50})$$

На ширину раскрытия трещин влияют коэффициент ψ_s , в свою очередь зависящий от прочности сцепления арматуры с бетоном, напряжения в арматуре в сечении с трещиной σ_s , а также расстояние между трещинами l_{crc} . Значения этих факторов определяют расчетом.

Нормами рекомендуется определять ширину раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента, на уровне оси растянутой арматуры по эмпирической формуле в миллиметрах

$$a_{crc} = 20 (3,5 - 100\mu) \delta \eta \varphi_l (\sigma_s / E_s) \sqrt[3]{d}, \quad (\text{VII. 51})$$

где $\mu = A_s / bh_0$ — коэффициент армирования сечения (ребра таврового сечения), принимаемый в расчете не более 0,02; A_s — площадь сечения растянутой арматуры; δ — коэффициент, принимаемый равным при учете: кратковременных нагрузок и непродолжительного действия постоянных и длительных нагрузок — 1; продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок для конструкций из тяжелого бетона в нормальных условиях эксплуатации — 1,5; η — коэффициент, зависящий от вида и профиля продольной растянутой арматуры, принимаемый: для стержней периодического профиля равным 1, для проволоки классов Вр-I, Вр-II и канатов — 1,2, для гладких горячекатаных стержней — 1,3, для проволоки классов В-I, В-II — 1,4; φ_l — коэффициент, учитывающий длительность действия нагрузки, принимаемый: при непродолжительном действии нагрузки равным 1, при продолжительном действии нагрузки — 1,5; σ_s — напряжение в продольной арматуре или приращение напряжений после погашения обжатия в растянутой арматуре.

Для элементов, к трещиностойкости которых предъявляются требования 2-й категории, ширина непродолжительного раскрытия трещин определяется от суммарного воздействия постоянных, длительных и кратковременных нагрузок при $\varphi_l = 1$.

Для элементов, к трещиностойкости которых предъявляются требования 3-й категории, ширина продолжительного раскрытия трещин определяется от действия

постоянных и длительных нагрузок. Ширина непродолжительного раскрытия трещин определяется по нелинейной зависимости как сумма приращения ширины раскрытия трещин ($a_{crc1} - a_{crc2}$) от непродолжительного действия всей нагрузки и непродолжительного действия постоянной и длительной нагрузок при $\varphi_t = 1$ и ширины раскрытия (a_{crc3}) от постоянной и длительной нагрузок. Таким образом,

$$a_{crc} = a_{crc1} - a_{crc2} + a_{crc3}. \quad (\text{VII.52})$$

Предельная ширина раскрытия трещин и порядок учета длительности действия нагрузок приведены в главе II.

2. Ширина раскрытия трещин, наклонных к продольной оси элементов

Ширина раскрытия трещин, наклонных к продольной оси, в изгибаемых элементах определяется по формуле

$$a_{crc} = \varphi_t \frac{2,5\sigma_{sw} d_w \eta}{4E_s d_w / h_0 + 0,3E_b (1 + 2\nu\mu_w)}; \quad (\text{VII.53})$$

$$\sigma_{sw} = \frac{Q - Q_1}{A_w h_0} < R_{s,ser}, \quad (\text{VII.53,a})$$

где σ_{sw} — напряжение в хомутах; Q — действующая поперечная сила; Q_1 — поперечная сила, воспринимаемая элементом без поперечной арматуры; d_w — диаметр поперечной арматуры; $\mu_w = A_w / sb$ — коэффициент армирования хомутами или поперечными стержнями.

§ VII.4. СОПРОТИВЛЕНИЕ РАСКРЫТИЮ ТРЕЩИН ЦЕНТРАЛЬНО-РАСТЯНУТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

1. Коэффициент ψ_s

Деформации и напряжения растянутой арматуры на участке между трещинами неравномерны. В сечении с трещиной деформация равна ϵ_s , напряжение σ_s . По мере удаления от краев трещины благодаря сцеплению с бетоном напряжения в арматуре уменьшаются, а в бетоне увеличиваются (рис. VII.6). Средние деформации $\epsilon_{sm} < \epsilon_s$ и средние напряжения $\sigma_{sm} < \sigma_s$. Работу бетона на растяжение на участке между трещинами и связанную с ней неравномерность деформаций и напряжений арматуры учитывают в расчете коэффициентом ψ_s

$$\epsilon_{sm} = \psi_s \epsilon_s; \quad \sigma_{sm} = \psi_s \sigma_s. \quad (\text{VII.54})$$

Характер диаграммы растяжения при наличии сцепления стальной арматуры с бетоном существенно отличается от зависимости $\sigma_s - \epsilon_s$ свободной стальной арматуры (рис. VII.7). Стальная арматура при сцеплении с окружающим бетоном имеет более высокий модуль деформаций, среднее значение которого представляет собой

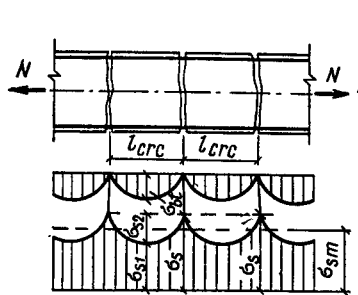


Рис. VII.6. К определению ψ_s при центральном сжатии

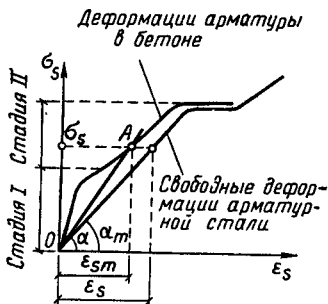


Рис. VII.7. Диаграмма $\sigma_s - \epsilon_s$ для растянутой арматуры

тангенс угла наклона секущей в точке с заданным напряжением:

$$E_{sm} = \operatorname{tg} \alpha_m = \frac{\sigma_s}{\epsilon_{sm}} = \frac{\sigma_s}{\psi_s \epsilon_s} = \frac{E_s}{\psi_s}. \quad (\text{VII. 55})$$

Графически коэффициент ψ_s можно представить как отношение площади эпюры напряжений арматуры на длине l_{crc} к полной площади эпюры напряжений с ординатой σ_s (см. рис. VII.6), т. е.

$$\psi_s = \frac{\sigma_s l_{crc} - \omega_t \sigma_{s2} l_{crc}}{\sigma_s l_{crc}} = 1 - \omega_t \frac{\sigma_{s2}}{\sigma_s}, \quad (\text{VII. 56})$$

здесь σ_{s2} — снижение напряжений в арматуре, обусловленное сцеплением и включением в работу на растяжение бетона на участке между трещинами; ω_t — коэффициент полиоты эпюры напряжений в арматуре на длине l_{crc} .

Если считать, что в сечении между трещинами бетон воспринимает растягивающее усилие, равное $\chi N_{b,crc}$

$$N_{b,crc} = R_{bt,ser} A, \quad (\text{VII. 57})$$

то отношение напряжения σ_{s2}/σ_s можно найти из условия, что растягивающая сила в сечениях с трещиной и между трещинами одна и та же (N), т. е.

$$N = \sigma_s A_s = (\sigma_s - \sigma_{s2}) A_s + \chi N_{b,crc},$$

отсюда

$$\sigma_{s2} = \chi N_{b,crс} / A_s. \quad (\text{VII.58})$$

Следовательно, отношение напряжений

$$\frac{\sigma_{s2}}{\sigma_s} = \frac{\chi N_{b,crс}}{A_s} \frac{A_s}{N} = \frac{\chi N_{b,crс}}{N}. \quad (\text{VII.59})$$

После подстановки отношения σ_{s2}/σ_s в выражение (VII.56)

$$\psi_s = 1 - \omega_t \chi N_{b,crс} / N. \quad (\text{VII.60})$$

Произведение $\omega_t \chi$ на основании опытных данных принимают равным 0,7 при кратковременном действии нагрузки и 0,35 при длительном действии нагрузки. Таким образом, при кратковременном действии нагрузки

$$\psi_s = 1 - 0,7 N_{b,crс} / N; \quad (\text{VII.61})$$

при длительном действии нагрузки

$$\psi_s = 1 - 0,35 N_{b,crс} / N. \quad (\text{VII.62})$$

В предварительно напряженных элементах бетон начинает работать на растяжение лишь после превышения действующим усилием N усилия обжатия N_0 , поэтому в этих элементах значения ψ_s определяются из выражений:

$$\psi_s = 1 - 0,7 N_{b,crс} / (N - P); \quad (\text{VII.63})$$

$$\psi_s = 1 - 0,35 N_{b,crс} / (N - P). \quad (\text{VII.64})$$

Если значения отношений $N_{b,crс} / N > 1$ или $N_{b,crс} / (N - P) > 1$, то в расчетных формулах эти отношения принимают равными единице.

2. Напряжения в растянутой арматуре

Приращение напряжения в растянутой арматуре (после превышения усилием от внешней нагрузки N усилия обжатия N_0) в сечении с трещиной составит

$$\sigma_s = (N - P) / A_{sp}; \quad (\text{VII.65})$$

напряжение арматуры в элементе без предварительного напряжения в сечении с трещиной

$$\sigma_s = N / A_s. \quad (\text{VII.66})$$

Эти значения σ_s подставляют в расчетные формулы при определении ширины раскрытия трещин.

3. Расстояния между трещинами

Первые трещины по длине элемента появляются вследствие неоднородной прочности бетона в наиболее слабом месте (рис. VII.8). По мере удаления от краев трещины растягивающее напряжение в бетоне увеличивается, и там, где оно достигает значения $\sigma_{bt} = R_{bt,ser}$, появляется смежная трещина, расположенная на расстоянии l_{crc} от первой.

Приращение напряжения в растянутой арматуре после погашения обжатия в бетоне $\sigma_{s,crc}$ (сразу после появления трещины) обусловлено передачей дополнительного усилия на арматуру с треснувшего бетона. Поскольку при переходе сечения из стадии I в стадию II растягивающая сила одна и та же ($N = N_{crc}$), согласно выражению (VII.2) и формуле (VII.65),

$$\sigma_{s,crc} = \frac{N - P}{A_{sp}} = \frac{R_{bt,ser} A}{A_{sp}} + 2\nu R_{bt,ser}. \quad (VII.67)$$

Расстояние между трещинами l_{crc} найдем из условия, что разность усилий в растянутой арматуре в сечениях с трещиной и между трещинами уравновешивается усилием сцепления арматуры с бетоном. Тогда

$$(\sigma_{sp} + \sigma_{s,crc}) A_{sp} - (\sigma_{sp} + 2\nu R_{bt,ser}) A_{sp} = \tau_c a l_{crc} \omega, \quad (VII.68)$$

где τ_c — максимальное напряжение сцепления арматуры с бетоном; a — периметр сечения арматуры; ω — коэффициент полноты эпюры сцепления.

После подстановки в уравнение (VII.68) значения σ_{ser} по (VII.67) получим

$$R_{bt,ser} A = \tau_c a l_{crc} \omega;$$

отсюда расстояние между трещинами

$$l_{crc} = R_{bt,ser} A / \tau_c a \omega. \quad (VII.69)$$

Обозначим

$$R_{bt,ser} / \tau_c \omega = \eta; \quad A_{sp} / a = u; \quad A_{sp} / A = \mu_1,$$

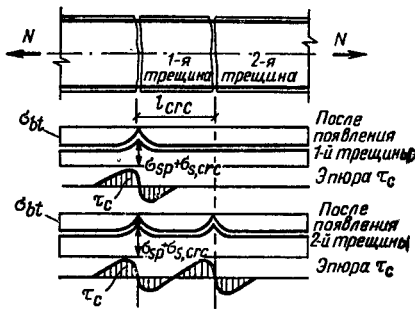


Рис. VII.8. Напряженное состояние центрально-растянутого элемента при образовании трещин

тогда окончательно

$$l_{crc} = (u/\mu_1) \eta; \quad (\text{VII.70})$$

на основании опытных данных коэффициент η , учитывающий вид и профиль арматуры, в этом расчете принимают: для стержневой арматуры периодического профиля равным 0,7; для рифленой проволоки классов Вр-I, Вр-II и канатов — 0,9; для гладких стержней — 1; для гладкой проволоки класса В-II—1,25. Расстояние между трещинами l_{crc} в элементах без предварительного напряжения определяют по этой же формуле (VII.70), но в расчете вместо площади сечения напрягаемой арматуры A_{sp} принимают площадь сечения арматуры A_s .

§ VII.5. СОПРОТИВЛЕНИЕ РАСКРЫТИЮ ТРЕЩИН ИЗГИБАЕМЫХ, ВНЕЦЕНТРЕННО СЖАТЫХ И ВНЕЦЕНТРЕННО РАСТЯНУТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

1. Коэффициент ψ_s

После образования трещин при двузначной эпюре напряжений для сечений изгибаемых внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов также характерно одно и то же напряженно-деформированное состояние — стадия II (рис. VII.9). Введем обозначение для суммарного усилия от внешней нагрузки и предварительного обжатия:

$$N_{tot} = \pm N + P; \quad (\text{VII.71})$$

при внецентренном растяжении сила N принимается со знаком минус.

Чтобы оценить характер эпюры напряжений при внецентренном растяжении, определяют e_{0N} — расстояние от центра тяжести приведенного сечения до точки приложения суммарного усилия N_{tot} . Если $e_{0N} \geq 0,8 h_0$, эпюра напряжения в сечении будет двузначной, если же $e_{0N} < 0,8 h_0$, сечение по всей высоте окажется растянутым.

В сечениях с трещинами высота сжатой зоны уменьшается, а в сечениях между трещинами она увеличивается, в результате нейтральная ось по длине железобетонного элемента оказывается волнообразной (рис. VII.10). В зоне чистого изгиба и в зоне максимальных моментов однопролетных элементов, загруженных рас-

пределенной нагрузкой, трещины располагаются по длине приблизительно равномерно. В других зонах поперечные силы элементов оказывают некоторое влияние на расстояние между трещинами. Деформации и напряжения растянутой арматуры, как и при центральном растяжении, на участках между трещинами неравномерны. По мере удаления от краев трещины напряжение в арматуре уменьшается, в бетоне увеличивается.

Коэффициент ψ_s для изгибаемых элементов можно определять из условия, что изгибающий момент от действия внешней нагрузки в сечении с трещиной и между трещинами один и тот же (M), по аналогии с центрально-растянутым элементом [см. формулу (VII.60)]:

$$\psi_s = 1 - \omega_t \chi (M_{b,crc}/M), \quad (\text{VII.72})$$

где $M_{b,crc}$ — момент, воспринимаемый бетонным и арматурным сечением перед образованием трещины,

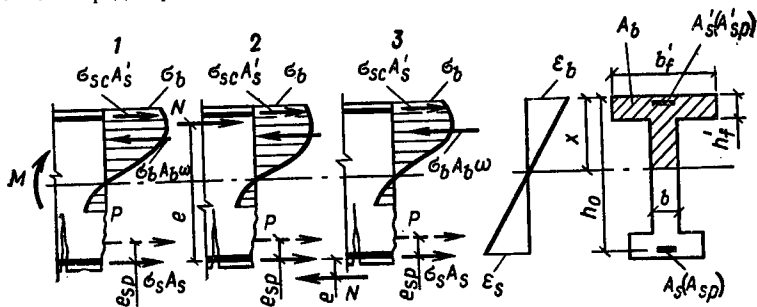


Рис. VII.9. Напряженно-деформированное состояние после образования трещины в элементах 1 — изгибаемых; 2 — внецентренно сжатых; 3 — внецентренно растянутых

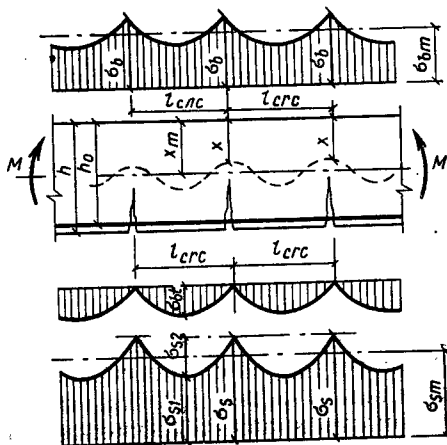


Рис. VII.10. Характер нейтральной оси по длине изгибаемого железобетонного элемента после образования трещин

$$M_{b,crc} = R_{bt,ser} W_{b,pl}.$$

В предварительно-напряженных изгибаемых элементах бетон начинает работать на растяжение лишь после превышения моментом внешних сил M момента усилия предварительного обжатия M_{rp} . Отсюда

$$\psi_s = 1 - \omega_l \chi M_{b,crc} / (M - M_{rp}); \quad (\text{VII.73})$$

произведение $\omega_l \chi$ по данным опытов может приниматься: при кратковременном действии нагрузки равным 0,8; при длительном действии нагрузки—0,4. Коэффициент ψ_s может изменяться от 0,3—0,5 до значения, близкого к единице. Под влиянием ползучести бетона растянутой зоны, как показали исследования, коэффициент ψ_s увеличивается. При многократно повторяющихся и динамических нагрузках $\psi_s \rightarrow 1$.

Нормами рекомендуется определять коэффициент ψ_s для изгибаемых и внецентренно загруженных элементов по эмпирической формуле

$$\psi_s = 1,25 - \varphi_l \varphi_m - \frac{1 - \varphi_m^2}{(3,5 - 1,8\mu)e_{s,tot}/h_0} \leq 1; \quad (\text{VII.74})$$

здесь $e_{s,tot}$ — расстояние от центра тяжести площади сечения растянутой арматуры до суммарного усилия N_{tot} ; φ_l — коэффициент, характеризующий длительность действия нагрузки и профиль арматурных стержней, принимаемый: при кратковременном действии нагрузки для стержней периодического профиля, равным 1,1, для гладких стержней и проволоочной арматуры — 1; при длительном действии нагрузки независимо от профиля стержней — 0,8; $e_{s,tot}$ — расстояние от центра тяжести площади сечения растянутой арматуры до точки приложения суммарного усилия N_{tot} ;

$$\varphi_m = \frac{R_{bt,ser} W_{pl}}{M_r - M_{rp}} \leq 1, \quad (\text{VII.75})$$

W_{pl} определяют по (VII.35), (VII.37).

Для изгибаемых элементов без предварительного напряжения последний член в правой части формулы (VII.74) принимают равным нулю;

$$\psi_s = 1,25 - \varphi_l \frac{R_{bt,ser} W_{pl}}{M} \leq 1. \quad (\text{VII.76})$$

2. Коэффициент ψ_b

Краевые деформации бетона сжатой зоны по длине элемента в стадии II также распределяются неравномерно: в сечении с трещиной они наибольшие, по мере удаления от краев трещины они уменьшаются. Неравномерность краевых деформаций бетона сжатой зоны

по длине элемента характеризуется коэффициентом ψ_b , выражающим отношение средних деформаций ε_{bm} к деформациям в сечении с трещиной ε_b , т. е.

$$\psi_b = \varepsilon_{bm} / \varepsilon_b = \sigma_{bm} / \sigma_b < 1. \quad (\text{VII.77})$$

По данным опытов, коэффициент ψ_b может изменяться от 0,75 до 1. Нормами рекомендуется при длительном и кратковременном действии нагрузки для всех случаев приблизительно принимать $\psi_b = 0,9$.

3. Напряжения в бетоне и арматуре в сечениях с трещиной

Рассмотрим изгибаемый элемент двутаврового сечения после образования трещин (рис. VII.11). Бетон

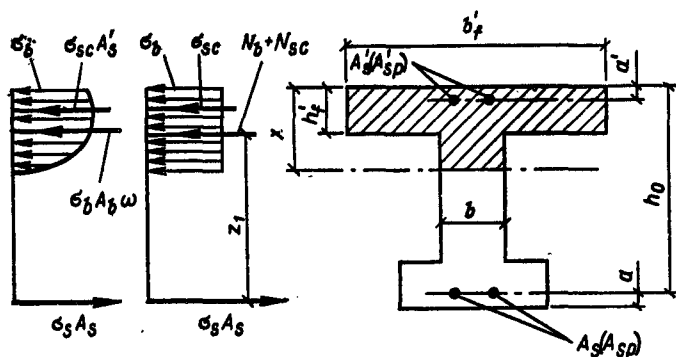


Рис. VII.11. К определению напряжений в бетоне и арматуре элемента таврового сечения с полкой в сжатой зоне

растянутой полки в сечении с трещиной не работает. Начнем с анализа напряженного состояния при отсутствии предварительного напряжения. Будем исходить из следующих положений:

1) в зоне чистого изгиба средние сечения, расположенные между трещинами и испытывающие слева и справа симметричные воздействия, после изгиба остаются плоскими;

2) зависимость между высотой сжатой зоны в сечении с трещинами x и средней высотой сжатой зоны выражается эмпирической формулой

$$\varphi = \frac{x}{x_c} = 1 - \frac{0,7}{100\mu + 1}; \quad (\text{VII.78})$$

3) участок бетона растянутой зоны над трещиной в расчете не учитывается; влияние этого участка в некоторых случаях существенно, однако необходимые данные для практического учета этого фактора пока не накоплены.

Исходя из этих положений, выразим напряжения в бетоне и арматуре сжатой зоны сечения с трещиной через напряжения в растянутой арматуре σ_a и определим высоту сжатой зоны. Деформации бетона сжатой зоны у края сечения

$$\epsilon_b = \frac{\epsilon_{bm}}{\psi_b} = \frac{x_m}{h - x_m} \frac{\epsilon_{sm}}{\psi_b} = \frac{x}{\varphi h_0 - x} \frac{\psi_s \epsilon_s}{\psi_b}; \quad (\text{VII.79})$$

напряжение в бетоне у края сечения

$$\sigma_b = E'_b \epsilon_b = \frac{x}{\varphi h_0 - x} \frac{\lambda_b \psi_s}{\nu \psi_b} \sigma_s; \quad (\text{VII.80})$$

напряжение в сжатой арматуре на расстоянии a' от края

$$\sigma'_s = E_b \epsilon_b \frac{x_m - a'}{x_m} = \frac{x - \varphi a'}{\varphi h_0 - x} \frac{\psi_s}{\psi_b} \sigma_s. \quad (\text{VII.81})$$

Запишем уравнение равновесия внутренних усилий в сечении с трещиной:

$$\sigma_s A_s - \sigma_b A_b \omega - \sigma'_s A'_s = 0, \quad (\text{VII.82})$$

где

$$A_b = bx + (b'_f - b) h'_f; \quad (\text{VII.83})$$

ω — коэффициент полноты эпюры напряжений бетона сжатой зоны; сведения о вводимой в расчет ширине сжатой полки b'_f изложены в гл. III.

Подставим в уравнение (VII.82) значения σ_b и σ'_s по (VII.80), (VII.81):

$$\sigma_s A_s - \frac{x}{\varphi h_0 - x} \frac{\omega \lambda_b \psi_s}{\nu \psi_b} \sigma_s A_b - \frac{x - \varphi a'}{\varphi h_0 - x} \frac{\psi_a}{\psi_b} \sigma_s A'_s = 0. \quad (\text{VII.84})$$

Уравнение (VII.84) после умножения его на $(\varphi h_0 - x) / \sigma_a b h_0$, подстановки значения A_b и преобразования приводится к квадратному уравнению относительно высоты сжатой зоны:

$$x^2 + (\beta + \gamma') h_0 x - \left(1 + \frac{\mu' a'}{\mu h_0}\right) \beta \varphi h_0^2 = 0, \quad (\text{VII.85})$$

где
$$\beta = \mu\nu\psi_b/\omega\lambda_b\psi_s; \quad (\text{VII.86})$$

$$\varphi_f = [(b'_f - b)h'_f + (\nu/\lambda_b)A'_s]/bh_0. \quad (\text{VII.87})$$

Разделив уравнение (VII.85) на h_0^2 и отбросив в свободном члене значение $\mu'a'/\mu h_0$ как малое в сравнении с единицей, получим

$$\xi^2 + (\beta + \gamma')\xi - \beta\varphi = 0; \quad (\text{VII.88})$$

отсюда относительная высота сжатой зоны в сечении с трещиной

$$\xi = \frac{x}{h_0} = -\frac{\beta + \gamma'}{2} + \sqrt{\frac{(\beta + \gamma')^2}{4} + \beta\varphi}. \quad (\text{VII.89})$$

Если высота сжатой зоны окажется $x < h'_f$, ее следует определить вторично, рассматривая сечение как прямоугольное с шириной сечения b'_f .

Обратим внимание, что произведение $\omega\lambda_b$ в формуле (VII.86) при кратковременном действии нагрузки слабо зависит от формы эпюры нормальных напряжений бетона сжатой зоны. Например, при прямоугольной эпюре напряжений $\omega = 1$, и поскольку такая эпюра напряжений вызвана развитием неупругих деформаций, коэффициент $\lambda_b = 0,5$; следовательно, $\omega\lambda_b = 0,5$. При треугольной эпюре напряжений в прямоугольном сечении $\omega = 0,5$ и коэффициент $\lambda_b = 1$; следовательно, и в этом случае $\omega\lambda_b = 0,5$. Поэтому при определении высоты сжатой зоны для удобства расчета принята прямоугольная эпюра напряжений (см. рис. VII.11).

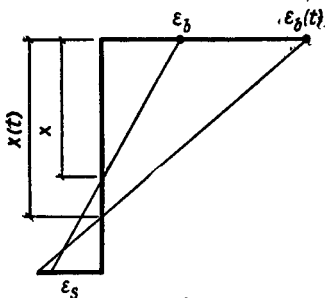


Рис. VII.12. Увеличение высоты сжатой зоны с течением времени

При длительном действии нагрузки под влиянием ползучести бетона сжатой зоны нейтральная ось перемещается и высота сжатой зоны увеличивается (рис. VII.12).

Нормы рекомендуют принимать приблизительно высоту

сжатой зоны в сечении с трещиной одинаковую при кратковременном и длительном действии нагрузки и определять ее для изгибаемых и внецентренно загруженных элементов (предварительно напряженных и без предварительного напряжения) по эмпирической формуле

$$\xi = 1 \left/ \left[1,8 + \frac{1 + 5(\delta + T)}{10\mu\nu} \right] \right. \pm \frac{1,5 + \varphi_f}{11,5e_{s,tot}/h_0 \mp 5}, \quad (\text{VII.90})$$

но не более 1. Для второго слагаемого правой части формулы (VII.90) верхние знаки принимают при сжимающем усилии N_{tot} , нижние знаки — при растягивающем усилии N_{tot} .

В формуле (VII.90) φ_f определяют по формуле (VII.87); для предварительно напряженных элементов вместо A'_s принимается A'_{sp} , значение λ_b — отвечающее кратковременному действию нагрузки; согласно нормам, $\lambda_b = 0,45$;

$$T = \gamma' (1 - h'_f/2h_0); \quad (\text{VII.91})$$

в формулу (VII.91) для прямоугольных сечений вместо h'_f подставляют $2a'$;

$$\delta = M_s / bh_0^2 R_{b,ser}, \quad (\text{VII.92})$$

где M_s — заменяющий момент, т. е. момент относительно оси, проходящей через центр тяжести растянутой арматуры, от внешних сил и усилия предварительного обжатия P , определяемый по формулам:

для изгибаемых элементов

$$M_s = M + Pe_{sp}; \quad (\text{VII.93})$$

для внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов

$$M_s = Ne + Pe_{sp}; \quad (\text{VII.94})$$

e_{sp} — расстояние от точки приложения усилия предварительного обжатия P до оси, проходящей через центр тяжести растянутой арматуры; e — расстояние от точки приложения усилия от действия внешней нагрузки N до оси, проходящей через центр тяжести площади растянутой арматуры.

Высоту сжатой зоны в сечении с трещиной по приведенным формулам определяют приближенно, однако на результаты расчета раскрытия трещин, кривизн, прогибов и т. п. во многих случаях это не оказывает существенного влияния.

Плечо внутренней пары сил для таврового сечения при прямоугольной элюре напряжений в бетоне сжа-

той зоны равно расстоянию между усилием в растянутой арматуре и равнодействующей усилий в бетоне и арматуре сжатой зоны (см. рис. VII.11). Его можно определить из отношения статического момента площади приведенного сечения сжатой зоны S_{red} относительно оси, проходящей через центр тяжести растянутой арматуры, к площади приведенного сечения

$$z_1 = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{S_b + (\nu/\lambda_b) A'_s (h_0 - a')}{(\varphi_f + \xi) b h_0};$$

после преобразований

$$z_1 = h_0 \left[1 - \frac{(h'_n/h_0) \varphi_f + \xi^2}{2(\varphi_f + \xi)} \right]. \quad (\text{VII.95})$$

Напряжение в бетоне сжатой зоны в сечении с трещиной найдем из равенства моментов внешних сил и усилия предварительного обжатия P моменту внутренних усилий относительно оси, проходящей через центр тяжести площади растянутой арматуры,

$$M_s = \sigma_b (\varphi_f + \xi) b h_0 z_1, \quad (\text{VII.96})$$

отсюда

$$\sigma_b = M_s / [(\gamma' + \xi) b h_0 z_1] = M_s / W_c. \quad (\text{VII.97})$$

Знаменатель выражения (VII.97) представляет собой упругопластический момент сопротивления после образования трещин по сжатой зоне

$$W_c = (\varphi_f + \xi) b h_0 z_1. \quad (\text{VII.98})$$

Приращение напряжения в растянутой арматуре, после того как момент внешних сил превысит момент усилия предварительного обжатия, найдем из уравнения моментов в сечении с трещиной. Момент внешних сил и усилия предварительного обжатия относительно оси, проходящей через точку приложения равнодействующей усилий бетона и арматуры сжатой зоны, равен моменту внутреннего усилия

$$M_s - N_{tot} z_1 = \sigma_s A_{sp} z_1, \quad (\text{VII.99})$$

отсюда

$$\sigma_s = (M_s - N_{tot} z_1) / A_{sp} z_1. \quad (\text{VII.100})$$

Знаменатель выражения (VII.100) представляет собой упругопластический момент сопротивления после образования трещин по растянутой зоне:

$$W_s = A_{sp} z_1 \text{ или } W_s = A_s z_1. \quad (\text{VII.101})$$

Формула (VII.100) после подстановки значения M_s по (VII.93), (VII.94) и с учетом значения N_{tot} по (VII.71) принимает вид:

для изгибаемых элементов

$$\sigma_s = [M - P(z_1 - e_{sp})]/W_s; \quad (\text{VII.102})$$

для внецентренно сжатых элементов

$$\sigma_s = [N(e - z_1) - P(z_1 - e_{sp})]/W_s; \quad (\text{VII.103})$$

для внецентренно растянутых элементов

$$\sigma_s = [N(e + z_1) - P(z_1 - e_{sp})]/W_s. \quad (\text{VII.104})$$

Для внецентренно растянутых элементов при $e_{s,tot} < 0,8 h_0$ значение σ_s определяют по формуле (VII.104), принимая z_1 равным z_s — расстоянию между центрами тяжести растянутой и сжатой арматуры.

Для изгибаемых элементов без предварительного напряжения:

$$\sigma_b = M/W_c; \quad (\text{VII.105})$$

$$\sigma_s = M/W_s. \quad (\text{VII.106})$$

Полученные значения σ_s подставляют в расчетные формулы при определении ширины раскрытия трещин.

4. Расстояние между трещинами

Приращение напряжений в растянутой арматуре, после того как момент внешних сил M превысит момент усилия предварительного обжатия M_{rp} в сечении с трещиной $\sigma_{s,crc}$ (как только она появилась), найдем из условия, что при переходе сечения из стадии I в стадию II изгибающий момент один и тот же M_{crc} . Тогда с учетом выражения (VII.29)

$$\begin{aligned} \sigma_{s,crc} &= (M_{crc} - M_{rp})/W_s = \\ &= R_{bt,ser} W_{pl}/W_s. \end{aligned} \quad (\text{VII.107})$$

Расстояние между трещинами в зоне чистого изгиба l_{crc} , найдем, как и при

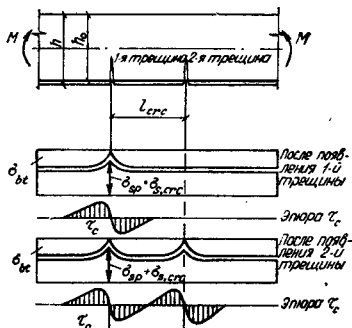


Рис. VII.13. Напряженное состояние изгибаемого элемента при образовании трещин.

центральном растяжении, из условия, что разность усилий в растянутой арматуре в сечениях с трещиной и между трещинами уравнивается усилием сцепления арматуры с бетоном (рис. VII.13). Тогда, согласно уравнению (VII.68),

$$(\sigma_{sp} + \sigma_{s,crc}) A_{sp} - (\sigma_{sp} + 2\nu R_{bt,ser}) A_{sp} = \tau_c a l_{crc} \omega,$$

после подстановки значения $\sigma_{s,crc}$ по (VII.107)

$$(W_{pl}/W_s - 2\nu) R_{bt,ser} A_{sp} = \tau_c a l_{crc} \omega.$$

Отсюда расстояние между трещинами

$$l_{crc} = (W_{pl}/\nu W_s - 2) \nu u R_{bt,ser} / \omega \tau_c \quad (\text{VII.108})$$

или

$$l_{crc} = k_1 \nu u \eta; \quad (\text{VII.109})$$

$$k_1 = W_{pl}/\nu W_s - 2, \quad (\text{VII.110})$$

где u , η имеют такие же значения, как n в (VII.70) при центральном растяжении.

Расстояние между трещинами в элементах без предварительного напряжения также определяют по формуле (VII.109).

5. Закрытие трещин

Закрытие трещин, нормальных и наклонных к продольной оси элемента, должно быть обеспечено в предварительно напряженных конструкциях, отвечающих требованиям 2-й категории трещиностойкости. Это обусловлено тем, что для коррозии арматуры наиболее опасно продолжительное раскрытие трещины. Если при полной нагрузке — кратковременной и длительной — образуются трещины, то при снижении нагрузки до длительно действующей они закроются лишь при условии, что арматура работала упруго, необратимые деформации не возникли.

Для надежного закрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента, должны соблюдаться требования:

$$1) \sigma_{sp} + \sigma_s \leq 0,8 R_{s,ser},$$

где σ_{sp} — предварительное напряжение в арматуре с учетом всех потерь; σ_s — приращение растягивающего напряжения в арматуре от действия внешних нагрузок; k — коэффициент, принимаемый: для высокопрочной проволочной арматуры равным 0,65; для стержневой арматуры — 0,8;

2) сечение с трещиной в растянутой зоне при постоянной и длительной нагрузках должно оставаться обжа-

тым с нормальными напряжениями на растягиваемой внешними нагрузками грани: $\sigma_b \geq 0,5$ МПа.

Сжимающие напряжения σ_b определяют для упругого приведенного сечения от действия внешних нагрузок и усилия предварительного обжатия P .

Для надежного закрытия трещин, наклонных к продольной оси элемента, оба главных напряжения $\sigma_{mt} = \sigma_{mc}$ на уровне центра тяжести приведенного сечения должны быть сжимающими и по значению $\sigma_b \geq 0,5$ МПа. Чтобы обеспечить это требование, может оказаться необходимым создание двухосного предварительного напряжения (с помощью напрягаемых хомутов или отогнутых стержней).

§ VII.6. ПЕРЕМЕЩЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

1. Общие положения расчета

Расчет перемещений железобетонных элементов — прогибов и углов поворота — связан с определением кривизны оси при изгибе или с определением жесткости элементов. По длине железобетонного элемента в зависимости от вида нагрузки и характера напряженного состояния могут быть участки без трещин (или участки, где трещины закрыты) и участки, где в растянутой зоне есть трещины. Считается, что элементы или участки элементов не имеют трещин в растянутой зоне, если при действии постоянных, длительных и кратковременных нагрузок с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 1$ трещины не образуются.

2. Кривизна оси при изгибе и жесткость железобетонных элементов на участках без трещин

Кривизну оси изгибаемых и внецентренно загруженных железобетонных элементов на участках, где не образуются трещины, определяют как для сплошного приведенного сечения в стадии I напряженно-деформированного состояния по формуле

$$1/r = M\varphi/B, \quad (\text{VII.111})$$

где M — изгибающий момент от нагрузок, для которых определяется кривизна; B — жесткость приведенного сечения, которая для тяжелого бетона и бетона на крупном пористом заполнителе и кварцевом песке при кратковременном действии нагрузки

$$B = 0,85E_b I_{red}; \quad (\text{VII.112})$$

коэффициентом 0,85 учитывается снижение жесткости под влиянием неупругих деформаций в бетоне растянутой зоны; φ — коэффициент, учитывающий снижение жесткости (увеличение кривизны) при длительном действии нагрузки под влиянием ползучести бетона сжатой зоны; при средней относительной влажности воздуха выше 40 % он равен 2; при средней относительной влажности воздуха 40 % и ниже — 3.

Кривизну оси, вызванную выгибом $1/r$ от кратковременного действия усилия предварительного обжатия, также определяют по формуле (VII.111) при значении изгибающего момента

$$M = Pe_{op}. \quad (\text{VII.113})$$

Кривизну оси, вызванную выгибом под влиянием ползучести бетона от усилия предварительного обжатия, принимают равной тангенсу угла наклона эпюры деформаций по формуле

$$1/r = (\varepsilon_b - \varepsilon'_b)/h_0; \quad (\text{VII.114})$$

здесь ε_b и ε'_b — деформации бетона, вызванные ползучестью, на уровне центра тяжести растянутой арматуры и крайнего сжатого волокна бетона; потери $\sigma_c = \sigma_6 + \sigma_9$; $\sigma'_c = \sigma'_6 + \sigma'_9$;

$$\varepsilon_b = \varepsilon_{sc} = \sigma_c/E_s; \quad \varepsilon'_b = \sigma'_c/E_s. \quad (\text{VII.115})$$

Если трещины в растянутой зоне, нормальные к оси элемента, при действии рассматриваемой нагрузки закрыты, то кривизны, определяемые по формуле (VII.111), увеличиваются на 20 %.

3. Кривизна оси при изгибе и жесткость железобетонных элементов на участках с трещинами

На участках, где образуются нормальные к продольной оси элемента трещины в стадии II, общее деформированное состояние определяют средними деформациями растянутой арматуры ε_{sm} , средними деформациями бетона сжатой зоны ε_{bm} и средним положением нейтральной оси с радиусом кривизны r (рис. VII.14). Рассмотрим железобетонный элемент в зоне чистого изгиба. Кривизна оси и средние деформации арматуры и бетона связаны зависимостью

$$\frac{l_{crc}}{r} = \frac{\varepsilon_{sm} l_{crc}}{h_0 - x_m} = \frac{\varepsilon_{bm} l_{crc}}{x_m} = \frac{(\varepsilon_{sm} + \varepsilon_{bm}) l_{crc}}{h_0};$$

после сокращения на l_{crc} кривизна оси при изгибе пред-

ставляется как тангенс угла наклона на эпюре средних деформаций

$$\frac{1}{r} = \frac{\varepsilon_{sm}}{h_0 - x_m} = \frac{\varepsilon_{bm} l_{crc}}{x_m} = \frac{\varepsilon_{sm} + \varepsilon_{bm}}{h_0}. \quad (\text{VII.116})$$

Принимая во внимание, что

$$\varepsilon_{sm} = \psi_s \sigma_s / E_s; \quad \varepsilon_{bm} = \psi_b \sigma_b / \lambda_b E_b;$$

кривизна оси при изгибе

$$\frac{1}{r} = \frac{\psi_s \sigma_s}{E_s (h_0 - x_m)} = \frac{\psi_b \sigma_b}{\lambda_b E_b x_m} = \frac{\psi_s \sigma_s}{E_s h_0} + \frac{\psi_b \sigma_b}{\lambda_b E_b h_0}. \quad (\text{VII.117})$$

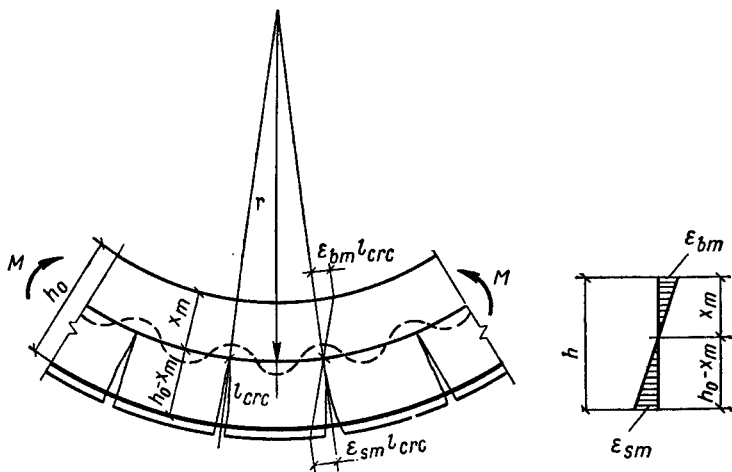


Рис. VII.14. К определению кривизны оси при изгибе элемента

После подстановки в выражение (VII.117) значений напряжений в арматуре и бетоне $\sigma_s = M/W_s$, $\sigma_b = M/W_c$ получим выражение для кривизны

$$\frac{1}{r} = \frac{M\psi_s}{E_s W_s (h_0 - x_m)} = \frac{M\psi_b}{\lambda_b E_b W_c x_m} = \frac{M}{h_0} \left(\frac{\psi_s}{E_s W_s} + \frac{\psi_b}{\lambda_b E_b W_c} \right). \quad (\text{VII.118})$$

Знаменатель в выражении (VII.118) представляет собой жесткость железобетонного сечения при изгибе, выраженную или по растянутой зоне

$$B = (E_s / \psi_s) W_s (h_0 - x_m), \quad (\text{VII.119})$$

или по сжатой зоне

$$B = (\lambda_b E_b / \psi_b) W_c x_m, \quad (\text{VII.120})$$

или по обоим зонам сечения

$$B = h_0 / \left(\frac{\psi_s}{E_s W_s} + \frac{\psi_b}{\lambda_b E_b W_c} \right). \quad (\text{VII.121})$$

Выражения кривизны и жесткости с учетом значений упругопластических моментов сопротивления W_s, W_c принимают вид

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{h_0 z_1} \left[\frac{\psi_s}{E_s A_s} + \frac{\psi_b}{(\varphi_f + \xi) \lambda_b E_b b h_0} \right]; \quad (\text{VII.122})$$

$$B = h_0 z_1 / \left[\frac{\psi_s}{E_s A_s} + \frac{\psi_b}{(\varphi_f + \xi) \lambda_b E_b b h_0} \right]. \quad (\text{VII.123})$$

В общем случае для предварительно напряженных изгибаемых, внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов при $e_{0N} \geq 0,8 h_0$ систему внешних сил и усилия предварительного обжатия заменяют эквивалентной системой с моментом M_s и суммарной продольной силой N_{tot} . Тогда напряжение в бетоне сжатой зоны, согласно (VII.97),

$$\sigma_b = M_s / A_b z_1, \quad \text{где } A_b = (\varphi_f + \xi) b h_0; \quad (\text{VII.124})$$

напряжение в растянутой арматуре, согласно (VII.100),

$$\sigma_s = M_s / A_{sp} z_1 - N_{tot} / A_{sp}. \quad (\text{VII.124a})$$

Общее выражение кривизны оси при изгибе после подстановки значений напряжений в бетоне сжатой зоны и растянутой арматуре принимает вид

$$\frac{1}{r} = \frac{M_s}{h_0 z_1} \left[\frac{\psi_s}{E_s A_s} + \frac{\psi_b}{\lambda_b E_b A_b} \right] - \frac{N_{tot}}{h_0} \frac{\psi_s}{E_s A_s}. \quad (\text{VII.125})$$

Кривизна оси при изгибе $1/r$ и жесткость B на участках элементов с трещинами с течением времени изменяются, и поэтому в расчетах их определяют с учетом ряда физических факторов: работы бетона на растяжение на участках между трещинами, характеризуемой коэффициентом ψ_s , неравномерности деформаций бетона сжатой зоны на участках между трещинами, характеризуемой коэффициентом ψ_b , неупругих деформаций бетона сжатой зоны, характеризуемых коэффициентом λ_b .

Значения ψ_s и λ_b определяют с учетом длительности действия нагрузки.

Значения коэффициента λ_b установлены нормами для

тяжелых бетонов и бетонов на пористых заполнителях в зависимости от характера действующей нагрузки и условия эксплуатации конструкции. При кратковременном действии нагрузки $\lambda_p = 0,45$; при длительном действии нагрузки: в условиях средней относительной влажности воздуха выше 40 % $\lambda_b = 0,15$, в условиях средней относительной влажности воздуха 40 % и ниже $\lambda_b = 0,1$. Обратим внимание, что установлены собственно значения коэффициентов λ_b , а значения произведений $\omega \lambda_b$, которые при принятой для расчета в стадии II прямоугольной эпюры напряжений в бетоне сжатой зоны с коэффициентом полноты $\omega = 1$ численно равны значениям λ_b .

4. Перемещения железобетонных элементов

Прогиб железобетонных элементов, не имеющих трещин в растянутых зонах, определяют по жесткости приведенного сечения B и с учетом значений коэффициента φ при длительном действии нагрузки. Полное значение прогиба

$$f = f_{sh,t} + f_{it} - f_{cp} - f_{csc}, \quad (VII.126)$$

где $f_{sh,t}$ — прогиб от кратковременной нагрузки; f_{it} — прогиб от постоянной и длительно действующих нагрузок; f_{cp} — выгиб от кратковременного действия усилия предварительного обжатия P с учетом всех потерь; f_{csc} — выгиб вследствие ползучести бетона от обжатия.

Выгиб предварительно напряженных элементов постоянной высоты, вызванный внецентренным обжатием:

$$f_{iP} = b e_{0P} l^2 / 8B. \quad (VII.127)$$

Выгиб предварительно напряженных элементов постоянной высоты, вызванный ползучестью бетона от обжатия:

$$f_{i^{sc}} = \sqrt{\frac{1}{r_{csc}}} \frac{l^2}{8}. \quad (VII.128)$$

Прогиб железобетонных элементов, имеющих трещины в растянутых зонах, определяют по кривизне оси при изгибе

$$f = \int_0^l \bar{M} \frac{1}{r} (x) dx, \quad (VII.129)$$

где \bar{M} — изгибающий момент в сечении x от единичной силы, приложенной по направлению искомому перемещению; $\frac{1}{r} (x)$ определяют по формуле (VII.125).

При определении перемещений железобетонных элементов постоянного сечения допускается на каждом участке, в пределах которого изгибающий момент не меняет знака, вычислять кривизну для наиболее напряженного сечения и далее принимать изменяющейся прямо пропорционально эпюре изгибающих моментов. Это допущение равносильно тому, что жесткость B вычисляют для наиболее напряженного сечения и далее принимают постоянной.

Для предварительно напряженных элементов, к которым предъявляются требования 2-й и 3-й категорий по трещиностойкости, такие допущения в ряде случаев приводят к существенному завышению прогиба против действительного значения, так как участки с трещинами в растянутой зоне могут иметь ограниченную протяженность. В таких случаях прогиб

$$f = \Sigma \int \bar{M} \cdot \frac{1}{r} (x) dx, \quad (\text{VII.130})$$

при этом эпюру кривизны $\frac{1}{r}(x)$ по длине пролета железобетонного элемента разбивают на несколько участков в виде кусочно-линейной функции и вычисляют интеграл перемещений перемножением эпюр, пользуясь правилом Верещагина. Кривизну $\frac{1}{r}(x)$ на каждом участке без трещин и с трещинами определяют по формулам (VII.111), (VII.125).

Углы поворота железобетонных элементов также определяют интегрированием по (VII.129) или (VII.130), но по моменту \bar{M} в сечении x от единичного момента.

В простейших случаях прогиб изгибаемых элементов без предварительного напряжения — плит, панелей, балок и т. п. — от равномерно распределенной нагрузки

$$f = (5/384) (ql^4/B).$$

Прогиб однопролетных балок и консолей от различных нагрузок определяют по кривизне или по жесткости в сечении с максимальным моментом по общей формуле

$$f = sl^2 (1/r) \text{ или } f = sl^2 (M/B); \quad (\text{VII.131})$$

коэффициент s зависит от расчетной схемы элемента и вида нагрузки. Для свободно опертой балки: при равномерно распределенной нагрузке $s=5/48$, при сосредоточенном грузе в середине пролета $s=1/12$, при двух рав-

ных моментах по концам $s=1/8$; для консольной балки: при равномерно распределенной нагрузке $s=1/4$, при сосредоточенном грузе на свободном конце $s=1/3$, при моменте на свободном конце $s=1/2$.

При двузначной эпюре напряжений в неразрезных балках для каждого участка жесткость принимают постоянной по сечению с максимальным моментом (рис. VII.15).

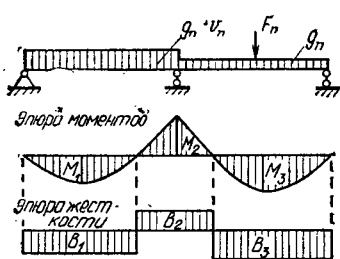


Рис. VII.15. Эпюры моментов 1 и расчетной жесткости 2 двух-пролетной балки

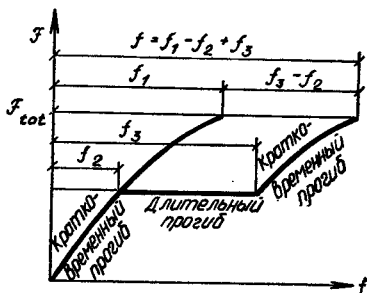


Рис. VII.16. Прогиб железобетонного элемента при действии кратковременной и длительной нагрузок

Прогиб коротких изгибаемых элементов при отношении $l/h < 10$ (подкрановых балок, подстропильных балок и т. п.) должен определяться с учетом влияния поперечных сил. В этом случае полный прогиб равен сумме прогибов, обусловленных деформацией изгиба и деформацией сдвига. Прогиб

$$f = \int_0^l \bar{Q} \gamma_x dx; \quad \gamma_x = \frac{1,5Q\varphi}{Cbh_0} \varphi_{срс},$$

где \bar{Q} — поперечная сила в сечении x от единичной силы, приложенной по направлению искомого перемещения; φ — коэффициент, учитывающий длительность действия нагрузки; $\varphi_{срс}$ — коэффициент, учитывающий влияние трещин на деформацию сдвига и принимаемый на участках по длине элементов, где отсутствуют нормальные и наклонные трещины, равным 1; на участках, где только наклонные трещины, — 4,8;

$$\varphi_{срс} = \frac{3B}{B_{срс}} \quad \text{или} \quad \varphi_{срс} = \frac{3B}{M_x} \frac{1}{r} (x) —$$

на участках, где только нормальные или нормальные и наклонные трещины; $B_{срс}$ — жесткость сечения после образования трещин.

Полный прогиб элементов определяют с учетом длительности действий нагрузки по формуле

$$f = f_1 - f_2 + f_3 - f_{csc}, \quad (\text{VII.132})$$

где f_1 — прогиб от кратковременного действия всей нагрузки; f_2 — прогиб от кратковременного действия постоянной и длительной нагрузок; f_3 — прогиб от длительного действия постоянной и длительной нагрузок; f_{csc} — выгиб, вызванный ползучестью бетона от обжатия.

Прогибы f_1 и f_2 вычисляют при значениях ψ_s и λ_b , отвечающих кратковременному действию нагрузки, а прогиб f_3 — при значениях ψ_s и λ_b , отвечающих длительному действию нагрузки.

Физический смысл формулы (VII.132) можно уяснить из рассмотрения диаграммы зависимости $F-f$, изображенной на рис. VII.16.

Полный прогиб предварительно напряженных элементов определяют с учетом длительности действия нагрузки по полной кривизне

$$\frac{1}{r} = \frac{1}{r_1} - \frac{1}{r_2} + \frac{1}{r_3} - \frac{1}{r_{csc}}. \quad (\text{VII.133})$$

5. Осредненная жесткость железобетонных элементов с учетом трещин в растянутых зонах

При расчете статически неопределимых железобетонных конструкций (например, многоэтажных рамных каркасов) необходимы значения жесткости элементов или их отношение. Для внецентренно сжатых элементов с двузначной эпюрой напряжений и с участками по длине без трещин и с трещинами в растянутой зоне необходимо определить осредненную жесткость.

Рассмотрим внецентренно сжатую стойку рамы (без предварительного напряжения) прямоугольного сечения с симметричной арматурой $A_s = A'_s$ (рис. VII.17). Продольную сжимающую силу представим как $N = M/e_0$,

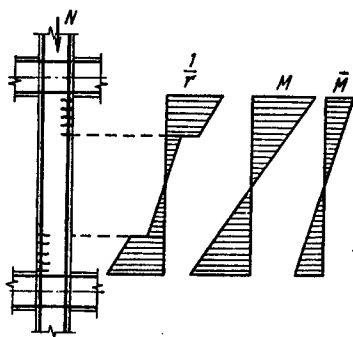


Рис. VII.17. К определению осредненной жесткости B_m внецентренно сжатых стоек с учетом переменного эксцентриситета продольной силы и трещин на крайних участках

а заменяющий момент — как $M_3 = Me/e_0$. Тогда из выражения кривизны (VII.125) найдем жесткость стойки на участках с трещинами

$$B = \frac{M}{1/r} = e_0 h_0 z_1 \left[\frac{\psi_s (e - z_1)}{E_s A_s} + \frac{\psi_b}{\lambda_b E_b A_b} \right], \quad (\text{VII.134})$$

которая по длине стойки будет переменной в связи с переменным значением эксцентриситетов e_0 и других параметров. Жесткость стойки на участках без трещин постоянна и определяется по формуле (VII.112).

Применение переменной жесткости B для расчета конструкций (например, для расчета статически неопределимой рамы) практически неудобно. Поэтому пользуются осредненной жесткостью, постоянной по длине элемента, которую определяют из условия равенства перемещений.

Угол поворота внецентренно сжатой стойки, имеющей по длине различные участки с трещинами и без них, от действия концевых моментов и продольной силы составит

$$\theta = \Sigma \int \bar{M} (1/r) x (dx).$$

Этот же угол поворота опорного сечения стойки с осредненной по длине жесткостью

$$\theta = Ml/6B_m.$$

Осредненную жесткость внецентренно сжатой стойки определяют из равенства этих двух выражений для угла поворота опорного сечения. Опуская промежуточные выкладки, приведем лишь конечный результат, который может применяться для практических расчетов:

$$B_m = k_0 E_b I_b, \quad (\text{VII.135})$$

где I_b — момент инерции бетонного сечения стойки; k_0 — коэффициент, определяемый в зависимости от относительного эксцентриситета e_0/h_0 , коэффициента армирования $\mu = A_s/bh_0$, класса бетона, класса арматуры.

§ VII.7. УЧЕТ ВЛИЯНИЯ НАЧАЛЬНЫХ ТРЕЩИН В БЕТОНЕ СЖАТОЙ ЗОНЫ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

В расчетах предварительно напряженных элементов по второй группе предельных состояний должно учитываться влияние трещин, которые могут возникать в зоне, впоследствии сжатой под действием внешней нагрузки.

Такие начальные трещины могут возникать при изготовлении и предварительном обжатии, транспортировании и монтаже элементов. Они снижают трещиностойкость и жесткость элементов.

а) При расчете по образованию трещин элементов с начальными трещинами в бетоне сжатой зоны значение M_{crc} снижается на $\Delta M_{crc} = \lambda M_{crc}$.

На основании опытных данных коэффициент

$$\lambda = (1,5 - 0,9/\delta) (1 - \varphi_m), \quad (\text{VII.136})$$

где

$$\delta = \frac{y}{h - y} \frac{A_{sp}}{A_{sp} + A'_{sp}} \leq 1,4;$$

для конструкций, армированных проволокой, значения δ снижают на 15%; y — расстояние от центра тяжести приведенного сечения от грани, растянутой при действии внешней нагрузки; φ_m определяют по формуле (VII.75), но не менее 0,45.

б) При расчете по раскрытию трещин в элементах с начальными трещинами значение P снижается на ΔP :

$$\Delta P = \lambda P. \quad (\text{VII.137})$$

Кроме того, должна быть проверена глубина начальной трещины

$$h_{crc} = h - (1,2 - \varphi_m) \xi h_0 \leq 0,5h,$$

где ξ — высота сжатой зоны от действия внешней нагрузки и усилия предварительного обжатия, определяемая по формуле (VII.90); φ_m — по формуле (VII.75).

в) При расчете по закрытию трещин в элементах, имеющих начальные трещины в сжатых зонах, значение P уменьшают умножением на коэффициент, равный $1,1(1 - \lambda)$, но не более 1; значение λ определяют по формуле (VII.136).

г) В расчетах перемещений железобетонных элементов с начальными трещинами в сжатой зоне значения кривизн увеличивают на 15%, значение кривизны $1/r_{csc}$ увеличивают на 25%, а значения $1/r$ на участках с трещинами определяют по усилию P , уменьшенному на ΔP .

1. Динамические нагрузки

Элементы железобетонных конструкций в зависимости от их назначения могут испытывать действие помимо статических также и динамических нагрузок. Динамические нагрузки весьма разнообразны. Они создаются различными неподвижно установленными на перекрытиях зданий машинами с вращающимися частями (электромоторы, вентиляторы, токарные станки и т. п.), механизмами с возвратно-поступательным движением масс (ткацкие станки, типографские машины и т. п.), машинами ударного и импульсного действия и др.

Подвижные динамические нагрузки сообщаются элементам конструкций различными мостовыми и подвесными кранами в виде ударных воздействий (колес о рельсовые стыки), колебательных воздействий (от неуравновешенности ходовых частей) и т. п.

Ветровые нагрузки (порывы, пульсация) вызывают колебания многоэтажных зданий и высоких сооружений — дымовых труб, башен, мачт и др.

Сейсмические нагрузки возникают при землетрясении в виде толчков и ударов, сообщаемых элементам конструкции колебаниями почвы.

Ударные и импульсные кратковременные нагрузки, развивающиеся и исчезающие с большой скоростью, вызываются действием взрывов.

Динамические нагрузки характеризуются: видом (сила, момент), законом изменения во времени (вибрационные, периодические, ударные), положением (неподвижные, подвижные) и направлением (вертикальные, горизонтальные).

В зависимости от продолжительности вызываемых колебаний нагрузки делятся на многократно повторные (систематические) и эпизодические. К систематическим относятся нагрузки, создаваемые регулярной работой машин и установок в рабочем режиме, а также многократные удары и импульсы, при действии которых необходимо учитывать усталостное снижение прочности бетона и арматуры. К эпизодическим нагрузкам относятся одиноч-

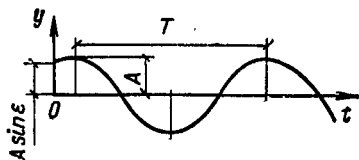


Рис. VIII.1. График свободных колебаний системы

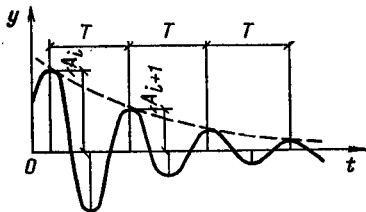


Рис. VIII.2. График свободных затухающих колебаний системы

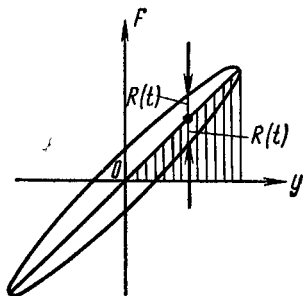


Рис. VIII.3. Диаграмма работ за один цикл, петля гистерезиса

ные удары и импульсы, кратковременные перегрузки, возникающие при пуске и остановке машин и т. п. Данные о подвижных динамических нагрузках, ветровых и сейсмических, приведены в нормах на нагрузки и воздействия и в нормах на строительство в сейсмических районах.

2. Свободные колебания элементов с учетом неупругого сопротивления железобетона

Свободные колебания элементов с одной степенью свободы описываются гармоническим законом (рис. VIII.1).

$$y = A \sin(\omega t + \varepsilon), \quad (\text{VIII.1})$$

где A — амплитуда колебаний; ω — круговая частота или число колебаний в 2π (с); она связана с периодом колебаний T и технической частотой (Гц) n зависимостью

$$\omega = 2\pi/T = 2\pi n; \quad (\text{VIII.2})$$

ε — начальная фаза (или угол сдвига фаз), показывающая, в какой фазе движения находилась точка в начальный момент времени ($t=0$), и определяющая ее начальное перемещение.

Наблюдаемые на практике свободные колебания элементов представляют собой затухающие гармонические колебания с непрерывно уменьшающейся амплитудой согласно уравнению

$$y = Ae^{-(\delta t/T)} \sin(\omega t + \epsilon), \quad (\text{VIII.3})$$

где $e^{-(\delta t/T)}$ — затухающая функции времени.

Амплитуды последовательных циклов свободных затухающих колебаний в элементах конструкций убывают по закону геометрической прогрессии, так что отношение A_i/A_{i+1} остается постоянным (рис. VIII.2); $\delta = \ln A_i/A_{i+1}$ — логарифмический декремент затухания — характеризует скорость затухания колебаний, при $\delta \rightarrow 0$ колебания переходят в свободные незатухающие. В элементах конструкций за каждый цикл свободных колебаний некоторая доля энергии затрачивается в необратимой форме на преодоление сопротивлений в системе. Эти сопротивления могут быть внутренними и внешними: внутренние обусловлены главным образом неупругими деформациями бетона, возникающими даже при малых напряжениях; внешние создаются силами трения в опорных креплениях системы и воздушной средой. Для элементов железобетонных конструкций внешние сопротивления в сравнении с внутренними обычно малы.

Зависимость между внешней силой F и перемещением y за полный цикл колебаний, согласно опытным данным, представляется в виде диаграммы работы (рис. VIII.3). Петля на диаграмме носит название петли гистерезиса; площадь петли дает значение энергии ΔW , которая поглощается в необратимой форме за один цикл колебаний и рассеивается в среду в виде тепла. Мерой затухания служит коэффициент поглощения энергии

$$\psi = \Delta W/W, \quad (\text{VIII.4})$$

где W — работа упругих сил системы на четверть цикла, измеряемая площадью заштрихованного треугольника.

Опыты показывают, что коэффициент поглощения энергии для железобетона зависит от жесткости стыков и соединений сборных элементов, совместной работы плит, панелей, балок и других элементов при колебаниях. При испытаниях в натуральных условиях наблюдается разброс значений ψ , обусловленный типом железобетонной конструкции, а также методикой испытаний. Некоторые опытные данные о значениях ψ приведены в табл. VIII.1.

Коэффициент поглощения энергии ψ равен удвоенному логарифмическому декременту затухания свободных колебаний:

$$\psi = 2\delta. \quad (\text{VIII.5})$$

Таблица VIII.1. Значения коэффициента поглощения энергии ψ для железобетона

Конструкция	Коэффициент		
	от	до	среднее
Перекрытие из крупных плит: до замоноличивания стыков	0,2	0,24	0,22
	0,44	0,6	0,52
Подкрановая балка: до замоноличивания стыков	0,24	0,4	0,32
	0,38	0,56	0,47
Рибристое монолитное перекрытие	0,39	0,78	0,59

При динамических расчетах используют коэффициент неупругого сопротивления железобетона

$$\gamma = \psi/2\pi = \delta/\pi, \quad (\text{VIII.6})$$

значение которого устанавливают в зависимости от категории машины по динамичности $\gamma = 0,05 \dots 0,1$.

Если положение системы при колебаниях определяется n независимыми величинами, то система имеет n степеней свободы. Балка на двух опорах с одной сосредоточенной массой в пролете $m = F/g$ является системой с одной степенью свободы (массой балки как малой величиной в сравнении с сосредоточенной массой пренебрегают), но та же балка с двумя сосредоточенными массами представляет собой систему с двумя степенями свободы (рис. VIII.4). Балка со сплошной распределенной нагрузкой рассматривается как система с бесконечным числом степеней свободы.

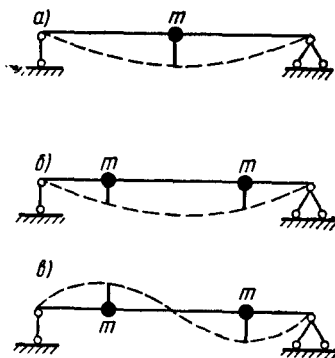


Рис. VIII.4. Положение систем при колебаниях

a — с одной степенью свободы;
б — с двумя степенями свободы — симметричная форма;
в — с двумя степенями свободы — кососимметричная форма

Число частот и форм свободных колебаний системы равно числу ее степеней свободы. По любому k -му тону,

где $k=1, 2, \dots, n$ система с n степенями свободы совершает независимые свободные колебания,

$$y_k = A_k e^{-\delta t/T} \sin(\omega_k t + \epsilon_k), \quad (\text{VIII.7})$$

где ω_k — частота свободных колебаний k -го тона; A_k, ϵ_k — начальная амплитуда и фаза k -го тона; δ — логарифмический декремент затухания, одинаковый для всех тонов.

Частоты свободных колебаний системы расположены в возрастающей последовательности

$$0 < \omega_1 < \omega_2 : : : < \omega_n$$

и образуют спектр частот свободных колебаний. Каждой частоте отвечает своя единственная форма свободных колебаний. Железобетонные конструкции обычно представляют собой статически неопределимые системы с большим (или бесконечно большим) числом степеней свободы. Поэтому для практического определения частот и форм свободных колебаний конструкцию в расчетной схеме приближенно расчленяют на отдельные элементы. Например, железобетонные перекрытия условно расчленяют на систему плит и балок и т. п.

Частоты свободных колебаний ω_k систем с затуханием и систем без затухания одинаковы. Влияние затухания существенно сказывается лишь в резонансной области при вынужденных колебаниях.

3. Вынужденные колебания элементов

При действии на массу возмущающей силы $F(t)$ колебания становятся вынужденными. При этом динамическое перемещение системы с одной степенью свободы будет вызвано действием силы инерции массы — $m(d^2y/dt^2)$ и возмущающей силы, т. е.

$$y = -\delta_{11}m \frac{d^2y}{dt^2} + \delta_{11}F(t). \quad (\text{VIII.8})$$

Это условие приводит к дифференциальному уравнению вынужденных колебаний

$$m \frac{d^2y}{dt^2} + \frac{y}{\delta_{11}} = F(t). \quad (\text{VIII.9})$$

Если возмущающая сила изменяется по гармоническому закону $F(t) = F \sin \theta t$, то решение уравнения (VIII.9) будет

$$y = A(\sin \theta t - \sin \omega t); \quad (\text{VIII.10})$$

здесь амплитуда вынужденных колебаний

$$A = F/m (\omega^2 - \theta^2). \quad (\text{VIII. 11})$$

Преобразуем выражение амплитуды вынужденных колебаний, используя выражение частоты колебаний:

$$\omega^2 = 1/\delta_{11}m. \quad (\text{VIII. 12})$$

Тогда

$$A = \frac{\omega^2 \delta_{11} F}{\omega^2 - \theta^2} = \frac{f}{1 - (\theta^2/\omega^2)} = \beta f, \quad (\text{VIII. 13})$$

где $f = \delta_{11}F$ — статический прогиб от действия силы F ;

$$\beta = \frac{1}{1 - (\theta^2/\omega^2)} \quad (\text{VIII. 14})$$

коэффициент динамичности, характеризующий отношение динамического прогиба к статическому.

Зная динамический коэффициент β , можно произвести динамический расчет балки статическим путем. Действительно, вызванный динамичностью нагрузки рост прогиба в β раз (при сохранении той же формы изогнутой оси) влечет за собой увеличение во столько же раз всех внутренних усилий и деформаций.

Коэффициент динамичности при учете затухания свободных колебаний

$$\beta = 1/\sqrt{[1 - (\theta^2/\omega^2)]^2 + \gamma^2}. \quad (\text{VIII. 15})$$

Начальная фаза колебаний ε с учетом затуханий определяется выражением

$$\text{tg } \varepsilon = \gamma/[1 - (\theta^2/\omega^2)]. \quad (\text{VIII. 16})$$

Из формулы (VIII.15) следует, что коэффициент динамичности зависит от отношения квадратов частот возмущений силы и свободных колебаний θ^2/ω^2 и от коэффициента неупругого сопротивления γ . При совпадении частоты возмущающей силы θ с частотой свободных колебаний системы ω наступает резонанс, при котором амплитуда вынужденных колебаний достигает максимума.

В условиях резонанса коэффициент динамичности для железобетона может достигать $\beta = 10 \dots 20$.

На рис. VIII.5 показаны резонансные кривые при различных значениях коэффициента неупругого сопротивления γ в зависимости от отношения частот θ/ω . Из сравнения резонансных кривых следует, что влияние неупругого сопротивления железобетона на амплитуду вынужденных колебаний в области резонанса, когда $\theta/\omega = 1$ вели-

ко, а в области, от него удаленной, — незначительно. При этом в пререзонансной области всегда $\beta \geq 1$, а в зарезонансной области возможны значения $\beta < 1$.

Если в идеально упругой системе амплитуда вынужденных колебаний при резонансе неограниченно возрастает и стремится к бесконечности, то в железобетонной конструкции амплитуды вынужденных колебаний при резонансе ограничиваются конечным пределом, тем меньшим, чем больше коэффициент неупругих деформаций.

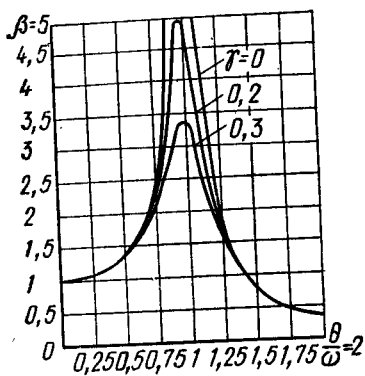


Рис. VIII.5. Резонансные кривые при различных значениях коэффициента неупругого сопротивления

Способность железобетона (как и других строительных материалов) поглощать энергию в необритимой форме сказывается весьма благоприятно на динамической работе конструкции.

Коэффициент динамичности β для систем с большим числом степеней свободы следует вычислять по той частоте свободных колебаний ω_k , которая ближе к частоте возмущающей силы θ , статический прогиб f следует вычислять по k -й форме колебаний и в зависимости от положения возмущающей силы на расчетной схеме.

4. Динамическая жесткость железобетонных элементов

Практика обследований в натуре колеблющихся железобетонных конструкций показывает, что перемещения от статических нагрузок обычно во много раз больше амплитуды перемещений, вызываемых динамическими нагрузками, и потому изменение знака напряжений при колебаниях представляет редкое исключение.

Динамический модуль упругости бетона при изменении напряжений от нуля до максимума за небольшие периоды времени в процессе колебаний железобетонных элементов практически можно считать постоянным, равным начальному модулю упругости бетона.

Жесткость элементов железобетонных конструкций, воспринимающих динамические нагрузки эксплуатационного характера, определяется как и при статических нагрузках. Если элемент работает с трещинами в растянутой зоне, то при определении жесткости принимают $\psi_s = \psi_b = 1$ (см. гл. VII). При многократно повторном действии вибрационной нагрузки в результате накопления остаточных перемещений (под влиянием виброползучести бетона сжатой зоны) элемент начинает совершать колебания вокруг линии установившихся прогибов, т. е. совершать колебания как упругая система. Поэтому при определении жесткости B коэффициент λ_b принимают как при кратковременном действии нагрузки.

При оценке частот колебаний и амплитуд перемещений необходимо исходить из среднего возможного значения жесткости B , наиболее вероятного в действительных условиях производства. Следует считаться с тем, что динамические перемещения элементов зависят от жесткости нелинейно: с изменением жесткости элемента в меньшую сторону динамические перемещения в зависимости от новой частоты свободных колебаний могут либо уменьшаться, либо увеличиваться.

§ VIII.2. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ КОНСТРУКЦИИ НА ДИНАМИЧЕСКИЕ НАГРУЗКИ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ

При расчете элементов железобетонных конструкций на динамические нагрузки необходимо учитывать особенность пульсирующих или вибрационных нагрузок, заключающуюся в том, что при совпадении частот свободных и вынужденных колебаний возникает резонанс, сопровождающийся увеличением размаха колебаний. Необходимо считаться с тремя существенно важными факторами: 1) разрушительным действием вибрации на конструкцию, усталостным снижением прочности бетона и арматуры; 2) вредным влиянием вибрации на организм людей, работающих в здании (человек чувствителен к вибрации и реагирует на нее снижением работоспособности, а иногда и болезненными явлениями — вибрационная болезнь); 3) нарушением нормальной работы технологического оборудования — машин, станков, точных измерительных приборов.

Задача динамического расчета состоит в том, чтобы,

во-первых, определить амплитуды динамических усилий и с учетом усилий от статических нагрузок проверить несущую способность элементов конструкций; во-вторых, определить амплитуды вынужденных колебаний и установить, являются ли они допустимыми по воздействию на людей и технологический процесс производства, т. е. проверить пригодность к нормальной эксплуатации элементов конструкции.

Для расчета частот и форм свободных колебаний, амплитуд динамических усилий можно воспользоваться различными справочниками, пособиями, а также «Инструкцией по расчету несущих конструкций промышленных зданий и сооружений на динамические нагрузки» (Стройиздат, 1970).

Совместные статические и динамические нагрузки вызывают в конструкциях соответствующие усилия и перемещения. Несущая способность элементов должна быть подтверждена расчетом на прочность и выносливость по первой группе предельных состояний, а пригодность к нормальной эксплуатации — расчетом на трещиностойкость и перемещения по второй группе предельных состояний.

Для железобетонных элементов, подвергающихся действию многократно повторяющейся нагрузки, рекомендуется принимать класс бетона по прочности на сжатие не ниже В15. Для предварительно напряженных элементов минимальные значения класса бетона (в зависимости от класса арматуры) увеличиваются на одну ступень (5 МПа). Применение мелкозернистого бетона без специальных экспериментальных обоснований для них не допускается.

Предельные состояния первой группы

Прочность изгибаемых элементов считается обеспеченной, если сумма моментов от расчетных статических нагрузок M_{st} и динамических нагрузок M_d с учетом коэффициентов сочетаний не превосходит момента M_{per} , воспринимаемого сечением с учетом коэффициентов условий работы бетона и арматуры, по условию

$$M_{st} + M_d \leq M_{per}. \quad (\text{VIII.17})$$

При определении M_{per} исходят из стадии III напряженно-деформированного состояния (см. гл. III).

Выносливость элементов считается обеспеченной, ес-

ди напряжения от расчетных статических и многократно повторных динамических нагрузок, возникающие в бетоне сжатой зоны и растянутой арматуре, не превосходят расчетных сопротивлений, умноженных на коэффициенты условий работы бетона и арматуры, по условию

$$\sigma_{b,max} \leq R_b \gamma_{b1}; \quad (\text{VIII. 18})$$

$$\sigma_{s,max} \leq R_s \gamma_{s1}, \quad (\text{VIII. 19})$$

сжатую арматуру на выносливость не рассчитывают.

При расчете на выносливость исходя из стадии I напряженно-деформированного состояния и следующих основных положений: 1) напряжения в бетоне и арматуре вычисляют как для упругого материала по приведенному сечению (см. гл. II) от действия расчетных статических и динамических нагрузок и усилия предварительного обжатия P с учетом всех потерь; 2) неупругие деформации, возникающие в действительности в бетоне сжатой зоны, учитывают снижением модуля деформаций бетона, а значения коэффициента $\nu' = E'_s / \lambda_b E_b$ устанавливают в зависимости от класса бетона по табл. VIII.2; 3) в том

Т а б л и ц а VIII.2. Значения коэффициента ν'

Класс бетона	B15	B25	B30	B40 и выше
Коэффициент ν'	25	20	15	10

случае, когда максимальные нормальные напряжения в бетоне растянутой зоны

$$\sigma_{b,t,max} > R_{b,t} \gamma_{b1}, \quad (\text{VIII. 20})$$

площадь приведенного сечения определяют без учета растянутой зоны бетона.

В элементах, рассчитываемых на выносливость, не допускается образование начальных трещин при изготовлении, транспортировании и монтаже в зоне, которая впоследствии под действием внешней нагрузки будет сжата.

Коэффициенты условий работы бетона γ_{b1} и условий работы растянутой арматуры γ_{s1} учитывают снижение прочности материалов при многократном приложении нагрузки до соответствующих пределов выносливости (см. гл. I). Коэффициент γ_{b1} зависит от отношения попе-

Таблица VIII.3. Значения коэффициента условий работы бетона γ_{b1} при многократном приложении нагрузки

Бетон	Состояние по влажности	Характеристика цикла $\rho_b = \sigma_{b,min}/\sigma_{b,max}$						
		0—0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	$\geq 0,7$
Тяжелый	Естественной влажности	0,75	0,8	0,85	0,9	0,95	1	1
	Водонасыщенный	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	0,95	1
Легкий	Естественной влажности	0,6	0,7	0,8	0,85	0,9	0,95	1
	Водонасыщенный	0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1

ременно возникающих максимальных и минимальных нормальных напряжений в бетоне, т. е. от характеристики цикла $\rho_b = \sigma_{b,min}/\sigma_{b,max}$, вида бетона и его состояния по влажности. Выносливость бетонов на пористых заполнителях ниже выносливости тяжелого бетона; в водонасыщенном состоянии выносливость бетонов снижается. Значения коэффициента γ_{b1} приведены в табл. VIII.3.

Появление растягивающих напряжений в зоне, проверяемой по сжато-растянутому бетону, во время цикла изменения нагрузки не допускается, поэтому $\rho_b \geq 0$.

Коэффициент условий работы растянутой арматуры γ_{s1} зависит от отношения попеременно возникающих максимальных и минимальных напряжений в арматуре $\rho_s = \sigma_{s,min}/\sigma_{s,max}$ вида и класса арматуры. Значения коэффициента γ_{s1} приведены в табл. VIII.4.

Выносливость растянутой арматуры со сварными соединениями в контактных стыковых соединениях, в пересечениях арматуры в каркасах и сетках и др. снижается, так как при многократном приложении нагрузки места сварных соединений становятся концентраторами напряжений. В сварных соединениях расчетное сопротивление растянутой арматуры следует умножать на коэффициент условий работы γ_{s5} .

Наклонные сечения элементов рассчитывают на выносливость из условия, что равнодействующая главных растягивающих напряжений, действующая на уровне центра тяжести приведенного сечения, должна быть полностью воспринята поперечной арматурой при напряжениях в ней, равных расчетным сопротивлениям R_s , умноженным на коэффициент условий работы γ_{s1} и γ_{s2} .

Таблица VIII.4. Значения коэффициента условий работы растянутой арматуры γ_{s1} при многократном приложении нагрузки

Вид и класс арматуры	Характеристика цикла						
	0	0,2	0,4	0,7	0,8	0,9	1
Горячекатаная периодического профиля класса:							
A-III	0,4	0,45	0,55	0,81	0,91	0,95	1
A-IV	—	—	0,38	0,72	0,91	0,96	1
A-V	—	—	0,27	0,55	0,69	0,87	1
A-VI	—	—	0,19	0,53	0,67	0,87	1
Высокопрочная арматурная проволока периодического профиля класса Вр-II	—	—	—	0,67	0,82	0,97	1
То же, гладкая класса В-II	—	—	—	0,77	0,97	1	1
Арматурные канаты класса К-7 диаметром, мм:							
9	—	—	—	0,77	0,92	1	1
12, 15	—	—	—	0,65	0,8	1	1

При армировании элемента хомутами или поперечными стержнями

$$\sigma_{mt,max} sb \leq A_w R_s \gamma_{s1} \gamma_{s5}, \quad (\text{VIII.21})$$

где γ_{s1} — коэффициент условий работы арматуры, определяемый в зависимости от характеристики цикла $\rho = \sigma_{mt,min} / \sigma_{mt,max}$; A_w — площадь сечения хомутов или поперечных стержней, расположенных в одной плоскости; s — шаг хомутов или поперечных стержней; b — ширина ребра элемента.

Для элементов, в которых поперечная арматура не устанавливается, должно быть выполнено условие, аналогичное выполняемому в расчетах на образование наклонных трещин (см. гл. VII), но с расчетными сопротивлениями бетона для первой группы предельных состояний (R_{bt} , R_b), умноженными на γ_{b1} .

Предельные состояния второй группы

Расчеты по образованию трещин, нормальных к продольной оси элементов, при действии многократно повторных нагрузок выполняют исходя из тех же основных положений, что и расчет на выносливость (за исключением ограничений по учету площади бетона растянутой зоны), но по расчетному сопротивлению бетона осевому

растяжению, принимаемому для второй группы предельных состояний:

$$\sigma_{b,t} \leq R_{b,t,ser} \gamma_{b1}. \quad (\text{VIII.22})$$

Расчет по образованию трещин, наклонных к продольной оси элементов, производят в предположении, что при многократных нагрузках образование этих трещин может приводить и к исчерпанию несущей способности. При этом расчетное сопротивление бетона R_{bt} и R_b принимают с коэффициентом γ_{b1} .

Требование по ограничению амплитуд динамических колебаний выражают условием

$$u \leq [u_0], \quad (\text{VIII.23})$$

где u — амплитуда вынужденных колебаний, определяемая из динамического расчета; u_0 — предельная амплитуда вынужденных колебаний, устанавливаемая по условиям нормальной работы людей, а также машин, станков, измерительных приборов и т. п.;

$$u_0 = a_0 / 4\pi^2 n^2 \quad (\text{VIII.24})$$

$$\text{или } u_0 = v_0 / 2\pi n, \quad (\text{VIII.25})$$

здесь n — частота вынужденных колебаний, Гц; a_0 , v_0 — предельные амплитуды ускорения, мм/с², и скорости, мм/с, для гармонических колебаний.

В качестве средних предельных параметров можно принимать ускорение $a_0 = 150$ мм/с² при $n < 10$ Гц и $v_0 = 2,4$ мм/с при $n \geq 10$ Гц. Более подробные данные о предельных значениях амплитуд вынужденных колебаний, скорости, ускорений, регламентируемых санитарно-гигиеническими и технологическими требованиями, приведены в упомянутых выше инструкциях.

Если условие (VIII.23) не выполняется, то необходимы конструктивные меры по уменьшению амплитуд вынужденных колебаний элементов. Неблагоприятный результат расчета в этом случае объясняется тем, что частота свободных колебаний элемента ω близка к частоте возмущения θ .

Конструктивные меры по уменьшению вибрации должны быть направлены на возможное перемещение источника вибрации, уравнивание машины и т. п. или же на изменение частоты свободных колебаний элементов. Последнее может быть достигнуто изменением жесткости элементов, изменением схемы конструкции или размеров пролета. Если требуется увеличение частоты свободных колебаний, то следует повысить жесткость элемента. При этом снижается коэффициент динамично-

сти β и уменьшается статический прогиб. Переход от свободно опертой балки к балке с упругозаделанными концами повышает частоту свободных колебаний почти в 2 раза; добавление новых связей и повышение статической неопределимости всегда влияет на частоту свободных колебаний конструкции и аналогично повышению жесткости. Изменение размера пролета конструкции в меньшую сторону приводит к увеличению частоты свободных колебаний.

Виброизоляция машин и установок является одной из наиболее эффективных мер борьбы с колебаниями конструкций. Активная виброизоляция заключается в изоляции возбудителей колебаний и уменьшении динамических нагрузок, передающихся машиной на конструкцию; пассивная виброизоляция состоит в защите приборов и оборудования, чувствительных к вибрациям, от колебаний несущих конструкций, на которых они находятся. Виброизоляторами служат системы подвесных стержней, стальных пружин, резиновых прокладок и т. п. Расчет и проектирование виброизоляции осуществляется согласно «Инструкции по проектированию и расчету виброизоляции машин с динамическими нагрузками и оборудования, чувствительного к вибрации».

Применение виброизоляций без расчета и неправильный выбор параметров виброизоляции могут привести не к снижению колебаний конструкции, а к их увеличению.

ГЛАВА IX. ОСНОВЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ МИНИМАЛЬНОЙ РАСЧЕТНОЙ СТОИМОСТИ

§ IX.1. ЗАВИСИМОСТИ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ СТОИМОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Критерием наибольшей экономической эффективности при сопоставлении взаимозаменяемых строительных конструкций (отвечающих требуемым эксплуатационным качествам, имеющих соизмеримые сроки службы и равную огнестойкость) является минимум приведенных затрат, которые слагаются из текущих издержек C_i (себестоимости строительно-монтажных работ или эксплуатационных расходов) и единовременных затрат K_i (капитальных вложений или стоимости производственных фондов), приведенных к годовой размерности в соответствии с

установленным нормативным коэффициентом эффективности E_n капитальных вложений:

$$C_i + E_n K_i = \min. \quad (IX.1)$$

Нормативный коэффициент экономической эффективности капитальных вложений в строительстве $E_n = 0,12$.

Приведенные затраты проектируемых строительных конструкций образуются из их стоимости «в деле» (с учетом снижения условно-постоянных накладных расходов в результате уменьшения продолжительности и трудоемкости возведения), приведенных к году начала эксплуатации объекта, и затрат, зависящих от размера капитальных вложений в строительную базу, а также эксплуатационных расходов (с учетом возможных народнохозяйственных потерь от недовыпуска продукции).

Оптимальная по стоимости конструкция данного вида (железобетонная балка, кровельная плита, стропильная ферма, колонна и т. п.) из совокупности возможных решений, отличающихся между собой геометрическими размерами, интенсивностью армирования, классом арматурной стали, маркой бетона, технологией изготовления и т. д., может быть определена в первом приближении только по стоимости конструкции в деле. Заметное влияние оказывает учет изменений в стоимости сопряженных конструкций (стенового ограждения, колонн, фундаментов), а также эксплуатационных расходов на отопление и вентиляцию помещений, связанных с изменением строительной высоты покрытия (перекрытия) при варьировании внешних габаритных размеров изучаемой конструкции. Этим можно пренебречь, если сопоставляются однотипные конструкции или если имеется в виду применение конструкций для зданий с большими площадями.

Расчетная себестоимость конструкции в деле $C_{к.д}$ (в законченном здании) на стадии проектирования складывается из полной расчетной стоимости ее изготовления (заводской) C_k , затрат C_T на транспортирование конструкции от завода-изготовителя до строительной площадки, стоимости монтажа C_M и изменяющейся части накладных расходов строительства ΔH . При этом должны учитываться заготовительно-складские расходы строительства коэффициентом 1,02 (усредненное значение), удорожание работ в зимних условиях (если оно имеется) коэффициентом k_z , который равен 1,025 (при объеме работ по замоналичиванию, не превышающем 15 % объ-

на работ по изготовлению применяемых сборных конструкций). Таким образом,

$$C_{к.д} = (C_{к} + C_{т}) 1,02 + (C_{м} + C_{у.с}) k_{з} + \Delta H. \quad (IX.2)$$

В этой формуле стоимость монтажа $C_{м}$ определяется по официальным справочникам; $C_{у.с}$ — затраты по укрупнительной сборке.

Стоимость транспортирования $C_{т}$ устанавливают из расчета перевозки изделий автомобильным или железнодорожным транспортом, включая разгрузку с транспортных средств, а также стоимость реквизита, необходимого для автоперевозок. При этом объем материалов исчисляют по проектным размерам изделия за вычетом пустот.

Полная расчетная стоимость конструкции (заводская)

$$C_{к} = C_{с.к} 1,145 k_{тер}, \quad (IX.3)$$

где $C_{с.к}$ — расчетная производственная себестоимость конструкций; 1,145 — коэффициент, учитывающий среднеотраслевую рентабельность и расходы по реализации конструкций (внепроизводственные расходы); $k_{тер}$ — коэффициент территориального удорожания материалов и переработки по видам конструкций, принимаемый по инструктивным указаниям.

Изменяющаяся часть накладных расходов строительства исчисляется как сумма накладных расходов с учетом трудоемкости монтажа, расхода зарплаты по монтажу и себестоимости конструкций «в деле», согласно утвержденным показателям.

Расчетную производственную себестоимость конструкции на стадии проектирования следует вычислять как сумму ряда слагаемых

$$C_{с.к} = C_{б.и} + C_{ст} + C_{а} + C_{и} + C_{д} + C_{у} + C_{н.н} + C_{ф} + C_{0} + C_{п} + C_{з.г}, \quad (IX.4)$$

где $C_{б.и}$ — суммарная стоимость бетонной смеси; $C_{ст}$ — суммарная стоимость стали всех видов, расходуемой на изделие, включая закладные детали; $C_{а}$ — суммарные затраты на изготовление арматурных изделий из ненапрягаемой арматуры (сеток, каркасов, отдельных стержней, монтажных петель); $C_{и}$ — суммарные затраты на изготовление арматурных изделий из предварительно напрягаемой арматуры (стержней, канатов и т. п.); $C_{д}$ — затраты на изготовление закладных деталей из фасонной, листовой и круглой прокатной стали; $C_{у}$ — стоимость укладки элементов ненапрягаемой арматуры и закладных деталей в формы; $C_{н.н}$ — стоимость комплекса работ по натяжению напрягаемой арматуры; $C_{ф}$ — стоимость формования изделия; C_{0} — затраты на содержание и эксплуатацию форм для данного изделия; $C_{п}$ — стоимость пара для тепловой обработки изделия; $C_{з.г}$ — суммарная стоимость операций по повышению заводской готовности (укрупнительная сборка, отделка и т. п.).

Определение расчетной производственной себестоимости конструкции необходимо для ориентировочной технико-экономической оценки данной запроектированной конструкции или для установления конструкции с такими параметрами, которые обуславливают ее минимальную себестоимость.

В зависимости (IX.4) все слагаемые, кроме последнего, вычисляют по формулам:

$$\left. \begin{aligned} C_{б.и} &= B_{и} k_{б} C_{б}; & C_{ст} &= \Sigma B_{а(н.д)} k_{ст} (C_{ст}/1000); \\ C_{а} &= \Sigma B_{а} (1) (C_{а}/1000); & C_{н} &= B_{н} (C_{н}/1000); \\ C_{д} &= \Sigma B_{д} (1) (C_{д}/1000); \\ C_{у} &= (B_{а} + B_{д}) (C_{у}/1000); \\ C_{н.н} &= B_{н} (C_{н.н}/1000); \\ C_{ф} &= B_{и} C_{ф}; & C_{о} &= B_{и} C_{о}; \\ C_{п} &= B_{и} C_{п}, \end{aligned} \right\} \text{ (IX.5)}$$

где $B_{и}$ — объем бетона конструкции в плотном теле, m^3 , $B_{а}$ (н. д) — масса, кг, стали данного класса диаметра, вида, размера по спецификации к рабочим чертежам конструкции; $B_{а}(1)$ — масса, кг, каждого арматурного изделия из ненапрягаемой арматуры по видам (сетки, каркасы, монтажные петли) и группам значений массы; $B_{н}$ — масса напрягаемой арматуры по классам, кг; $B_{д}(1)$ — масса каждого вида закладных деталей, кг; $B_{а}$ — общая масса ненапрягаемой арматуры в конструкции, кг; $B_{д}$ — общая масса закладных деталей в конструкции, кг; $C_{б}$, $C_{ст}$, $C_{н}$, $C_{д}$ — стоимость, руб., соответственно: 1 m^3 бетонной смеси (в зависимости от вида и класса бетона, крупности заполнителя, подвижности бетонной смеси, отпускной прочности изделий); 1 т стали фрейко-склад металла предприятия сборного железобетона (в зависимости от класса, диаметра, профиля и назначения); изготовления 1 т арматурных изделий из ненапрягаемой арматуры (по их видам и группам значений массы); то же, напрягаемой арматуры; то же, закладных деталей; $C_{у}$, $C_{н.н}$, $C_{ф}$, $C_{о}$, $C_{п}$ — стоимость, руб., соответственно: укладки 1 т ненапрягаемой арматуры и закладных деталей в форму; натяжения 1 т напрягаемой арматуры по классам, видам, способам натяжения; формирования 1 m^3 бетона (в плотном теле); расходов на содержание форм (в расчете на 1 m^3 бетона в плотном теле); пара на тепловую обработку 1 m^3 бетона изделия в плотном теле; $k_{б}$ — коэффициент расхода бетоинной смеси, учитывающий вытеснение части бетона арматурой, потери и отходы бетоинной смеси в процессе укладки; $k_{ст}$ — коэффициент, учитывающий отходы стали при изготовлении арматурных изделий и закладных деталей.

Цены на строительные рабочие операции, материалы, полуфабрикаты, изделия принимают по действующим официальным справочным изданиям.

IX.2. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ И КОНСТРУКЦИЙ МИНИМАЛЬНОЙ СТОИМОСТИ

Раскрыв слагаемые в зависимости (IX.4), используя выражения (IX.5), устанавливаем, что расчетная производственная себестоимость элемента конструкции является функцией следующих факторов: A — геометрических данных о поперечном сечении и его армировании (размеры высоты, ширина ребра и полка поперечного сечения, площади сечения арматуры); S — данных о рабочей арматуре (класс, марка, вид арматурной стали); B — вида и класса бетона; L — длины элемента; V — стоимостных характеристик бетона и арматуры; T_c — технологических методов изготовления; T_T — технологических методов монтажа (включая транспортирование), т. е.

$$C = \varphi(A, S, B, L, V, T_c, T_T). \quad (\text{IX.6})$$

Факторы L, V могут рассматриваться как неварьируемые. Факторы T_c и T_T в общем случае варьируемые, во многих случаях вследствие малочисленности вариантов могут также рассматриваться как заданные, принимаемые на основании практики, в соответствии с видом и маркой арматуры и классом бетона, а также типом элемента и конструкции. В случае же варьирования T_c или T_T стоимость C должна устанавливаться для каждого варианта изготовления или монтажа (здесь не имеется в виду выбор оптимальной технологии или оптимального способа монтажа, который должен выполняться особо).

Факторы A, S, B являются варьируемыми. При этом вид бетона (тяжелый, легкий) должен быть задан; если же он варьируется, то стоимость C должна определяться для обоих вариантов самостоятельно. Факторы A, S, B связаны с требованиями строительных норм и правил проектирования железобетонных конструкций с учетом недопущения в элементе при эксплуатации, изготовлении и монтаже предельных состояний:

первой группы, согласно условиям

$$M \leq M_u; \quad Q \leq Q_u; \quad N \leq N_u; \quad (\text{IX.7})$$

второй группы, согласно условиям

$$\left. \begin{aligned} M &\leq M_{u,ser}; \quad N \leq N_{u,ser}; \quad \sigma_{mt} \leq R_{bt,ser} \\ f/l &\leq [f/l]_u; \quad a_{crc} \leq a_{crc,u}. \end{aligned} \right\} \quad (\text{IX.8})$$

В этих выражениях слева находятся величины, определяемые расчетными или нормативными значениями нагрузок, длиной элемента, условиями опирания и др., справа — показатели несущей способности элемента (по моменту, продольной силе, поперечной силе) или его трещиностойкости, или же допускаемые нормами ограничения относительного прогиба и ширины раскрытия трещин.

Опытом проектирования установлены некоторые дополнительные ограничения по условиям конструирования:

$$\left. \begin{aligned} x/h_0 &\leq \xi_q; \quad Q \leq 0,3R_b \varphi_{wt} \varphi_{bi} b h_0; \\ \mu_{min} &\leq \mu \leq \mu_{max}, \end{aligned} \right\} \quad (\text{IX.9})$$

а также по условию интенсивности предварительного напряжения арматуры и обжатия бетона

$$\sigma_{sp,min} \leq \sigma_{sp} \leq \sigma_{sp,max}; \quad \sigma_b \leq \sigma_{b,max}. \quad (\text{IX.10})$$

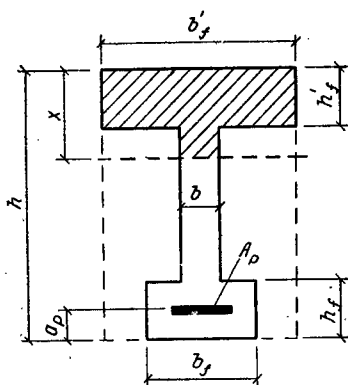


Рис. IX.1. Схема двутаврового сечения предварительно напряженного изгибаемого элемента

Подстановка условий (IX.7) и (IX.8) в зависимость (IX.6) приводит к весьма громоздкому математическому выражению, минимизация которого в общем виде по независимым переменным практически невыполнима. Задача о минимальной стоимости элемента может быть решена численным методом посредством анализа стоимости, вычисленной по зависимостям (IX.6) — (IX.8), с учетом условий (IX.9) и (IX.10) при дискретных значениях независимых переменных.

Для изгибаемых элементов двутаврового профиля (рис. IX.1), постоянного сечения по длине с заданной расчетной схемой и нагрузкой, раскрытие выражения (IX.6) с учетом условий (IX.7) — (IX.10) приводит к зависимости, в которой стоимость представляется функцией только четырех независимых переменных

$$C = \varphi(h, b'_f, S, B). \quad (\text{IX.11})$$

Остальные параметры двутаврового сечения h_f' , h_j , b , b_f , A_p , σ_{sp} связаны с ними функционально условиями (IX.7) и (IX.8), что нетрудно доказать. Так, конструктивная продольная арматура предварительно напряженных элементов практически почти не зависит от размеров сечения. В составе поперечного сечения (см. рис. IX.1) она может быть опущена как постоянная величина, не влияющая на оптимальное решение.

Анализ условия прочности по нормальному сечению изгибаемых элементов двутаврового поперечного сечения (рис. IX.1) убеждает, что наиболее экономичным является сечение, в котором высота сжатой полки h_f' равна высоте сжатой зоны. В соответствии с выражением (III.27), учитывая, что в нем вместо $R_s A_s$ должно быть взято $\gamma_{s6} R_s A_{sp}$, высота сжатой полки определяется выражением

$$h_f' = x = \gamma_{s6} R_s A_{sp} / b_f' R_b. \quad (\text{IX.12})$$

Очевидно, она не может быть менее практически допустимой в конструкции.

С учетом $h_f' = x$ требуемое сечение предварительно напрягаемой арматуры при рабочей высоте сечения $b_0 = h - a_p$ может быть вычислено по формуле

$$A_{sp} = M / \gamma_{s6} R_s (h - a_p - 0,5h_f'). \quad (\text{IX.13})$$

Степень предварительного напряжения арматуры σ_{sp} определяется требованиями трещиностойкости элемента; она составляет некоторую долю от R_s .

Толщину ребра b обычно принимают 6—8 см как минимально возможное ее значение по условию технологии изготовления. Условие прочности по наклонному сечению (по Q) связывает ширину b , согласно формуле (III.86), с рабочей высотой сечения h_0 , классом бетона B и интенсивностью поперечного армирования.

Размеры сечения растянутой полки b_f и h_f могут быть установлены из условия прочности этой части сечения на сжатие в процессе предварительного обжатия элемента; оказывается, что они зависят от переменных S и B (точнее, от $R_{вр}$ — прочности бетона данной проектной марки ко времени его обжатия).

Таким образом, по условиям прочности элемента убеждаемся, что параметры двутаврового сечения h_f' , h_f

b, b_f, A_p, σ_{sp} действительно зависят от переменных величин h, b_f, S, B .

Анализ трещиностойкости и жесткости элемента по условиям (IX.8) (для сокращения текста опущен) показывает, что и здесь параметры h, b_f, S, B остаются независимыми переменными, а прочие параметры связаны с ними функционально.

Учет условий прочности и жесткости элемента при транспортировании и монтаже этого вывода не изменяет.

При решении задачи об оптимизации элемента по стоимости, согласно функции (IX.11), сначала фиксируем совокупность данных для первого варианта выбора арматуры S_1 (класс, марку, способ натяжения, прочностные, деформативные и стоимостные характеристики); затем, задаваясь поочередно комплексами данных, отвечающих классам бетона B_1, B_2, B_3, \dots , в каждом случае komponуем элемент двутаврового поперечного сечения, удовлетворяющий всем указанным выше условиям, и вычисляем его расчетную себестоимость C в зависимости от высоты сечения h для ряда фиксированных размеров ширины сжатой полки $(b_f)_1, (b_f)_2, (b_f)_3, \dots$. При этом значения h и b_f перебирают в определенной последовательности с некоторым шагом, пока не выявляется минимум стоимости. Результаты вычислений могут быть представлены графически. На рис. IX.2, а показаны такие зависимости и на графиках отмечены огибающие $C(S_1, B_1), C(S_1, B_2), C(S_1, B_3)$, образующиеся из участков кривых, принадлежащих зависимостям при частных значениях $(b_f)_1, (b_f)_2, (b_f)_3, \dots$

Затем принимаем другую совокупность данных для второго варианта выбора арматуры S_2 и, проведя аналогичные вычисления, получаем огибающие $C(S_2; B_1), C(S_2; B_2), C(S_2, B_3)$ (рис. IX.2, б). Далее могут быть рассмотрены третий вариант S_3 и последующие.

Сопоставление полученных огибающих (рис. IX.3) позволяет установить наименьшую расчетную себестоимость элемента C_{est} и отвечающие этому оптимальные значения $(b_{fest}), h_{est}, S_{est}, B_{est}$, соответствующие точки E_0 .

Если при реализации результатов решения по какой-либо причине необходимо отступить от оптимальных значений, то по графикам рис. IX.3 можно определить удо-

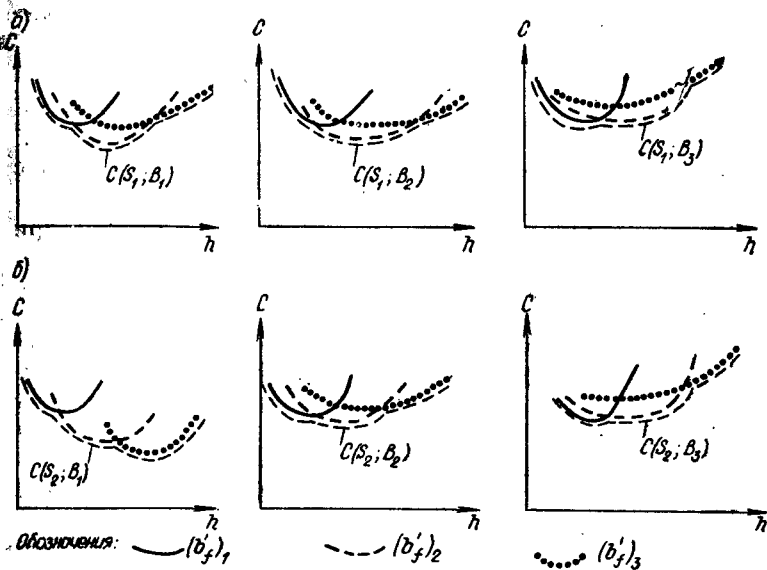


Рис. IX.2. Зависимость стоимости элемента от габаритных размеров поперечного сечения h и b'_f , а также прочностных, деформативных и стоимостных показателей бетона для марок B_1, B_2, B_3 а — при данных для арматуры S_1 ; б — то же, для арматуры S_2

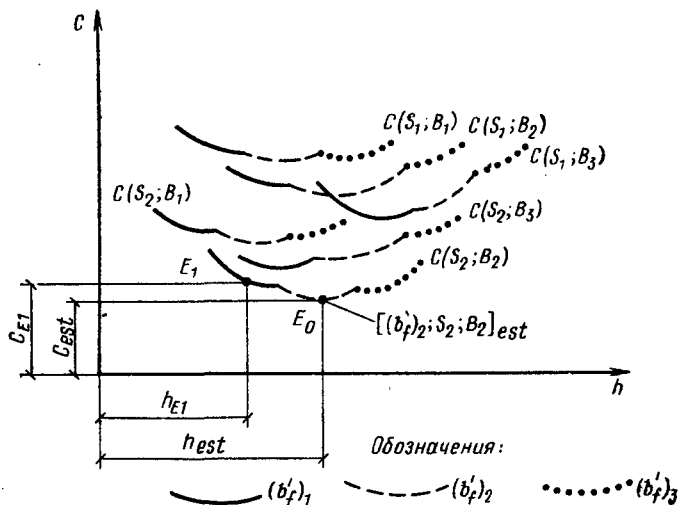


Рис. IX.3. Определение оптимальных величин $h_{est}, b'_{f,est}, S_{est}, B_{est}$ по минимальному значению стоимости элемента C_{est}

рожение элемента в сравнении с его наименьшей стоимостью.

Например, для рассчитываемого элемента найдена его минимальная стоимость C_{est} и соответствующие ей значения высоты элемента h_{est} , а также $(b_f)_{est}$, S_{est} , V_{est} (см. точку E_0 на объемлющем графике на рис. IX.3). Положим, что по производственным условиям принимается ближайший унифицированный размер высоты сечения h_{E1} . Этой высоте на графике соответствует точка E_1 и себестоимость элемента C_{E1} . Удорожание элемента составляет $C_{E1} - C_{est}$.

Удовлетворение многочисленным требованиям норм и правил по проектированию — СНиП, предъявляемым к железобетонным конструкциям, делает задачу по отысканию оптимального решения весьма сложной. При наличии ЭВМ она практически выполнима. В настоящее время разработаны алгоритмы решений и программы операций для ЭВМ, свободные от грубых упрощений, учитывающие все требования СНиП: прочность, трещиностойкость, жесткость элементов при действии нагрузок, возможных в периоды эксплуатации, изготовления и монтажа, а также учитывающие конструктивные условия (IX.9) и (IX.10).

Имеются также упрощенные алгоритмы и программы для ЭВМ, отвечающие не всем требованиям СНиП, а лишь их части.

Если в задаче об оптимизации элемента сохранить важнейшие требования СНиП (прочность по нормальным сечениям, жесткость, трещиностойкость), то она доступна для решения вручную, без ЭВМ. В этом случае целесообразно применять готовые формулы, полученные аналитическим методом, а элементы затем должны быть откорректированы по требованиям СНиП, не учтенным решением.

Аналогично могут решаться задачи оптимизации элементов по другим признакам: минимальной трудоемкости, минимальной массе, ограниченному расходу дефицитных материалов.

Для сжатых и растянутых элементов описанная методика решения сохраняется.

Здесь изложен вариантно-аналитический метод решения, который благодаря выявлению небольшого числа независимых переменных обуславливает экономию вы-

числительных операций (машинного времени) и простоту анализа результатов.

Результаты по определению расчетной минимальной себестоимости элементов C_{est} (см. рис. IX.3) используются для определения расчетной минимальной себестоимости конструкций, образуемых из этих элементов, с учетом требований унификации и возможных отклонений от C_{est} по признаку минимального суммарного удорожания стоимости всех элементов в конструкции. После этого может быть установлена расчетная стоимость конструкции в деле $C_{к.д}$ по формуле (IX.2).

Стоимость транспортирования конструкции C_T в формуле (IX.2) в соответствии с заданными условиями может не варьироваться или же варьироваться самостоятельно в зависимости от дальности расстояния перевозки от завода-изготовителя до места строительства и вида транспорта (автомобильный, железнодорожный или иной). Если возможны сопоставимые варианты заводов-изготовителей с разной технологией изготовления [разные факторы T_c в формуле (IX.6)], то варьирование C_T и C_K нужно производить во взаимной увязке.

Стоимость монтажа C_M в формуле (IX.2) может варьироваться также самостоятельно, но если методы монтажа заметно влияют на факторы T_c в формуле (IX.6), то варьирование C_M следует вести совместно с C_K .

Стоимость транспортирования конструкции C_T и стоимость ее монтажа C_M могут считаться независимыми друг от друга.

При многократном применении конструкций определение минимальной себестоимости их элементов может устанавливаться при удовлетворении ограниченному числу требований СНиП (с проверкой по остальным требованиям и необходимой корректировкой). При многократном применении конструкций определение минимальной стоимости их элементов должно производиться с учетом всех требований СНиП.

ЧАСТЬ ВТОРАЯ. ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

ГЛАВА X. ОБЩИЕ ПРИНЦИПЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ЗДАНИЙ С УЧЕТОМ ТРЕБОВАНИЙ ЭКОНОМИКИ СТРОИТЕЛЬСТВА

§ X.1. ПРИНЦИПЫ КОМПОНОВКИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

1. Конструктивные схемы

Конструкции промышленных и гражданских зданий состоят из отдельных элементов, связанных в единую систему. Здание в целом должно надежно сопротивляться деформированию в горизонтальном направлении от действия различных нагрузок и воздействий, т. е. должно обладать достаточной пространственной жесткостью. При загрузении одного из элементов здания в работу включаются и другие элементы, происходит пространственная работа. Отдельные элементы зданий — плиты и балки перекрытий, колонны, стены и др. — должны обладать прочностью и устойчивостью, достаточной жесткостью и трещиностойкостью и участвовать в общей работе здания. Учет пространственной работы зданий приводит к более экономичным конструкциям.

Конструктивные схемы зданий, удовлетворяющие изложенным требованиям, могут быть каркасными и панельными (бескаркасными), многоэтажными и одноэтажными. Каркас многоэтажного здания образуется из основных вертикальных и горизонтальных элементов — колонн и ригелей (рис. X.1). В каркасном здании горизонтальные воздействия (ветер, сейсмика и т. п.) могут восприниматься совместно каркасом и вертикальными связевыми диафрагмами, соединенными перекрытиями в единую пространственную систему, или же только каркасом, как рамной конструкцией, при отсутствии вертикальных диафрагм. В многоэтажном панельном здании горизонтальные воздействия воспринимаются совместно поперечными и продольными стенами, также соединенными перекрытиями в пространственную систему. Каркас

одноэтажного здания образуется из колонн, заделанных в фундамент, и ригелей, шарнирно или жестко соединенных с колоннами.

Железобетонные конструкции при всех возможных конструктивных схемах зданий должны быть индустриальными и экономичными. Их проектируют так, чтобы максимально использовались машины и механизмы при изготовлении и монтаже зданий и сводились к минимуму затраты ручного труда и строительных материалов. В наибольшей степени этим требованиям отвечают сборные железобетонные конструкции заводского изготовления.

2. Деформационные швы

С изменением температуры железобетонные конструкции деформируются — укорачиваются или удлиняются, а вследствие усадки бетона укорачиваются. При неравномерной осадке основания части конструкций взаимно смещаются в вертикальном направлении.

В большинстве случаев железобетонные конструкции представляют собой статически неопределимые системы, и поэтому от изменения температуры, усадки бетона, а также от неравномерной осадки фундаментов в них возникают дополнительные усилия, что может привести к появлению трещин или к разрушению части конструкции.

Чтобы уменьшить усилия от температуры и усадки, железобетонные конструкции делят по длине и ширине температурно-усадочными швами на отдельные части — деформационные блоки. Если расстояние между температурно-усадочными швами при температуре выше минус 40°C не превышает пределов, указанных в табл. X.1, то конструкции без предварительного напряжения, а также предварительно напряженные, к трещиностойкости кото-

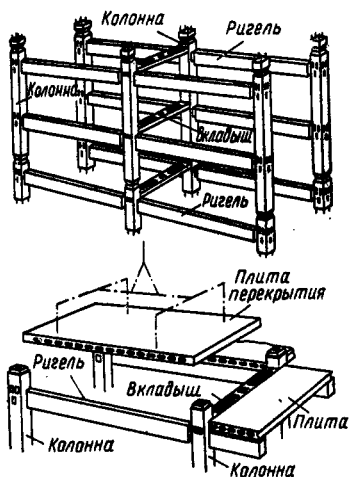


Рис. X.1. Железобетонный каркас многоэтажного здания

Таблица X.1. Наибольшие допустимые расстояния между температурно-усадочными швами в железобетонных конструкциях

Вид конструкции	Расстояние между швами, м	
	внутри отапливаемых зданий и в грунте	в открытых сооружениях и в неотапливаемых зданиях
Сборная каркасная	60	40
» сплошная	50	30
Монолитная и сборно-монолитная каркасная	50	30
То же, сплошная	40	25

рых предъявляются требования 3-й категории, на температуру и усадку можно не рассчитывать.

Для железобетонных конструкций одноэтажных каркасных зданий допускается увеличивать расстояния между температурно-усадочными швами на 20 % сверх значений, указанных в таблице. Расстояния между температурными швами, указанные в таблице, допустимы при расположении вертикальных связей каркасных зданий в середине деформационного блока. Если же связи расположены по краям деформационного блока, то работа здания при температурно-усадочных деформациях приближается по характеру к работе сплошных конструкций.

Температурно-усадочные швы выполняются в надземной части здания — от кровли до верха фундамента, разделяя при этом перекрытия и стены. Ширина температурно-усадочных швов обычно составляет 2—3 см, она

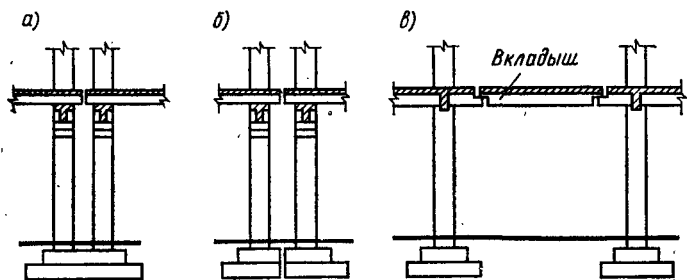


Рис. X.2. Деформационные швы

а — температурный шов на парных колоннах; *б* — осадочный шов на парных колоннах; *в* — осадочный шов с вкладным пролетом

уточняется расчетом в зависимости от длины температурного блока и температурного перепада. Наиболее четкий температурно-усадочный шов конструкции здания создается устройством парных колонн и парных балок по ним (рис. X.2, а).

Осадочные швы устраивают между частями зданий разной высоты или в зданиях, возводимых на участке с разнородными грунтами; такими швами делят и фундаменты (рис. X.2, б). Осадочные швы можно устраивать также с помощью вкладного пролета из плит и балок (рис. X.2, в). Осадочный шов служит одновременно и температурно-усадочным швом здания.

§ X.2. ПРИНЦИПЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ СБОРНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

1. Типизация сборных элементов

Производство сборных железобетонных элементов наиболее эффективно в том случае, когда на заводе изготовляют серии однотипных элементов. Технологический процесс при этом совершенствуется, снижается трудоемкость изготовления и стоимость изделий, улучшается их качество. Отсюда вытекает важнейшее требование, чтобы число типов элементов в здании было ограниченным, а применение их — массовым (для возможно большего числа зданий различного назначения).

С этой целью типизируют элементы, т. е. для каждого конструктивного элемента здания отбирают наиболее рациональный, проверенный на практике, тип конструкции с наилучшими по сравнению с другими решениями технико-экономическими показателями (расход материалов, масса, трудоемкость изготовления и монтажа, стоимость). Выбранный таким образом тип элемента принимается для массового заводского изготовления.

Опыт типизации показывает, что для изгибаемых элементов, например панелей перекрытий, целесообразно при изменении длины элемента или нагрузки, действующей на элемент, сохранять размеры поперечного сечения, увеличивая лишь сечение арматуры. Для балок покрытий, длина которых и значения нагрузок меняются в большом диапазоне, рекомендуется менять и размеры сечения и армирование. Для колонн многоэтажных гражданских зданий (а в ряде случаев и промышленных) сле-

дует сохранять неизменными размеры поперечных сечений и изменять по этажам здания лишь сечение арматуры и в необходимых случаях класс бетона. При этом, несмотря на некоторый излишний расход бетона в колоннах верхних этажей, общая стоимость конструкции снижается благодаря многократному использованию форм, унификации арматурных каркасов. Кроме того, при постоянных размерах сечения колонн по этажам соблюдается однотипность балок перекрытий, опирающихся на колонны.

В результате работы по типизации составлены каталоги сборных железобетонных элементов, которыми руководствуются при проектировании различных зданий. По мере развития техники и накопления опыта типовые элементы совершенствуются, создаются новые, более эффективные, поэтому каталоги время от времени обновляются.

2. Унификация размеров и конструктивных схем зданий

Чтобы одни и те же типовые элементы можно было широко применять в различных зданиях, расстояния между колоннами в плане (сетка колонн) и высоты этажей унифицируют, т. е. приводят к ограниченному числу размеров.

Основой унификации размеров служит единая модульная система, предусматривающая градацию размеров на базе модуля 100 мм или укрупненного модуля, кратного 100 мм.

Для одноэтажных промышленных зданий с мостовыми кранами расстояние между разбивочными осями в продольном направлении (шаг колонн) принято равным 6 или 12 м, а между разбивочными осями в поперечном направлении это расстояние (пролеты здания) принято кратным укрупненному модулю 6 м, т. е. 18, 24, 30 м и т. д. (рис. X.3, а). Высота от пола до низа основной несущей конструкции принята кратной модулю 1,2 м, например 10,8; 12 м и т. д. до 18 м.

Для многоэтажных промышленных зданий принята унифицированная сетка колонн 9×6 , 12×6 м под временные нормативные нагрузки на перекрытия 5, 10 и 15 кН/м^2 и сетка колонн 6×6 м под временные нормативные нагрузки 10, 15, 20 кН/м^2 ; высоты этажей прини-

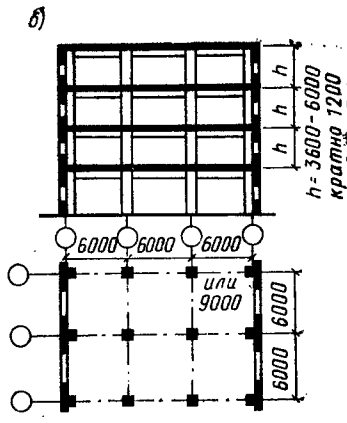
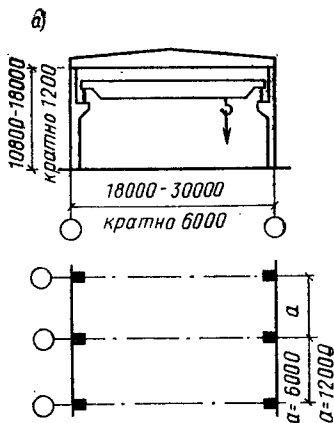
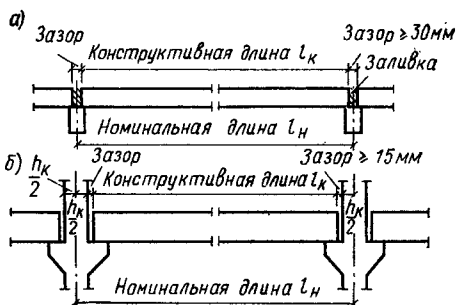


Рис. X.3. Унифицированные размеры промышленных зданий

Рис. X.4. Номинальные и конструктивные размеры сборных элементов а — панелей; б — ригелей



мают кратными укрупненному модулю 1,2 м, например 3,6; 4,8; 6 м (рис. X.3, б).

В гражданских зданиях укрупненным модулем для сетки осей принят размер 600 мм. Расстояние между осями сетки в продольном и поперечном направлениях назначают от 3 до 6,6 м. Высоты этажей, кратные модулю 300 мм, — от 3 до 4,8 м.

На основе унифицированных размеров оказалось возможным все многообразие объемно-планировочных решений зданий свести к ограниченному числу унифицированных конструктивных схем, т. е. схем, где решение каркаса здания и его узлов однотипно. Все это позволило создать типовые проекты зданий для массового применения в строительстве.

Чтобы взаимоувязать размеры типовых элементов зданий, предусмотрены три категории размеров: номинальные, конструктивные и натурные. *Номинальные*

размеры элемента — *расстояния* между *разбивочными* осями здания в плане. Например, плита покрытия при шаге колонн 6 м имеет номинальную длину 6 м. Конструктивные размеры элемента отличаются от номинальных на величину швов и зазоров. Например, плита покрытия при номинальной длине 6000 мм имеет конструктивный размер 5970 мм, т. е. зазор составляет 30 мм (рис. X.4). Величина зазоров зависит от условий и методов монтажа и должна допускать удобную сборку элементов и в необходимых случаях заливку швов раствором. В последнем случае величина зазора принимается не менее 30 мм. *Натурные размеры* элемента — фактические размеры, которые в зависимости от точности изготовления могут отличаться от конструктивных размеров на некоторую величину, называемую допуском (3—10 мм). *Конструктивные размеры* элементов назначают с учетом необходимых зазоров в швах и стыках, а также с учетом нормированных допусков.

3. Укрупнение элементов

Сборные железобетонные элементы конструкций зданий в процессе проектирования необходимо укрупнять. При монтаже зданий из укрупненных элементов сокращается число монтажных операций по подъему и укладке элементов, уменьшается число стыковых сопряжений, выполняемых во время монтажа, повышается степень заводской готовности элементов, а следовательно, уменьшается объем отделочных работ на площадке. Так, для гражданских зданий рационально панели перекрытий выполнять размером на комнату, панели стен — высотой в этаж и шириной на комнату. Для покрытий промышленных зданий удобно применять крупнопанельные плиты, укладываемые непосредственно по фермам (беспрогонное покрытие). Возможности укрупнения элементов определяются их предельной массой и предельными габаритными размерами, устанавливаемыми исходя из грузоподъемности монтажных механизмов, транспортных средств, а также способов перевозки.

В целях лучшего использования монтажных кранов элементы здания должны быть по возможности равной массы, приближающейся к максимальной грузоподъемности монтажного крана.

Длина сборных элементов по условиям перевозки автомобильным или железнодорожным транспортом может быть до 24 м.

Поскольку укрупнение элементов в некоторых случаях ограничивается предельно допустимой их массой, целесообразно создавать конструкции с облегченной формой сечений, тонкостенные, пустотные и т. п., применять бетон высокого класса и высокопрочную арматуру. Рационально проектировать конструкции из бетонов на легких заполнителях.

4. Технологичность сборных элементов

Технологичными называют элементы, конструкция которых допускает их массовое изготовление на заводе или на полигоне с использованием высокопроизводительных машин и механизмов без трудоемких ручных операций. Конструкция технологичных элементов должна быть увязана с технологией их изготовления. Например, членение каркаса многоэтажного здания на отдельные элементы возможно разрезкой ригелей в местах, где изгибающие моменты имеют наименьшее значение (рис. X.5, а). Габаритная ширина изделия включает консоли, вылет которых в несколько раз превышает размер колонны. В условиях конвейерного и поточно-агрегатного способа производства колонна со значительными консольными выступами нетехнологична, так как по ширине вагонетки конвейера может разместиться лишь одна колонна, в связи с чем резко уменьшается выпуск готовой продукции.

Членение каркаса многоэтажного здания на прямолинейные элементы делает их более технологичными для конвейерного и поточно-агрегатного способа производства (рис. X.5, б). Хотя в этом случае в местах разрезов

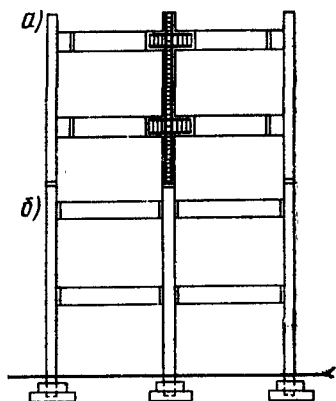


Рис. X.5. Членение многоэтажной рамы на сборные элементы

а — с выносными консолями колонии; б — прямолинейные

изгибающие моменты и поперечные силы резко возрастают и это требует большого внимания к качеству работ на монтаже, все же такое решение позволяет значительно повысить производительность заводов при изготовлении элементов каркаса и поэтому принято как типовое. В условиях стендового способа производства и на построечных полигонах колонны с выступающими консолями могут быть изготовлены сравнительно просто; в этом случае они будут технологичными.

Не менее важно для технологичности изготовления элементов соответствующее конструирование арматуры и стальных закладных деталей.

Сборные элементы должны быть технологичными также и при монтаже: их конструкция должна допускать удобную установку, закрепление в проектном положении и быстрое освобождение крюка монтажного крана. Членение конструкции на сборные элементы в ряде случаев обусловлено требованиями технологичности монтажа. Например, колонны каркаса многоэтажного здания для удобства монтажа соединяют на высоте 800—1000 мм от уровня перекрытия.

Конструкции стыков сборных элементов проектируют с учетом обеспечения их прочности, а также требований технологичности монтажа. Объем монтажной сварки должен быть сравнительно небольшим, работы по замоналичиванию стыков — сравнительно не трудоемкими.

В элементах сборных железобетонных конструкций должны быть предусмотрены устройства для их подъема при транспортировании и монтаже: монтажные петли, специальные строповочные отверстия и т. п. Для устройства монтажных петель должна применяться только горячекатаная арматурная сталь с площадкой текучести класса А-II марки 10ГТ и класса А-I марки ВСтЗсп2. Прочность сечения петель проверяют расчетом.

5. Расчетные схемы сборных элементов в процессе транспортирования и монтажа

Элементы сборных конструкций при подъеме, транспортировании и монтаже испытывают нагрузку от веса, при этом расчетные схемы элементов могут существенно отличаться от расчетных схем в проектном положении. Сечение элементов, запроектированное на восприятие усилий в проектном положении, в процессе транспортиро-

вания и монтажа в ряде случаев может оказаться недостаточным. В связи с этим необходимо расчетные схемы элементов назначать так, чтобы усилия, развивающиеся при транспортировании и монтаже, были возможно меньше. Для этого надо устанавливать соответствующее расположение монтажных петель, строповочных отверстий, мест опирания (которые должны быть указаны на рабочих чертежах элементов).

Элементы следует рассчитывать на нагрузку от массы элемента с коэффициентом динамичности: при транспортировании 1,6, при подъеме и монтаже 1,4. В этом

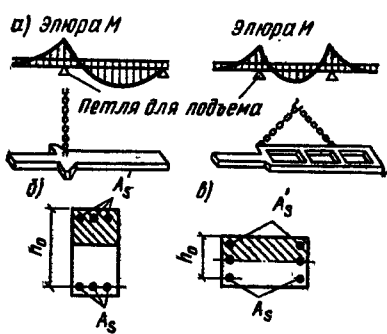


Рис. X.6. Расчетные схемы сборной колонны в процессе монтажа

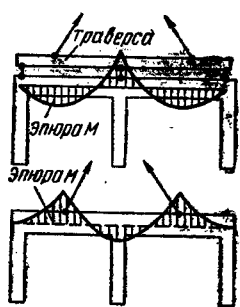


Рис. X.7. Расчетные схемы сборной рамы в процессе монтажа

расчете коэффициент надежности от массы принимают $\gamma_j = 1$. Нормами допускается снижать коэффициент динамичности и принимать не менее чем 1,25, если это подтверждено опытом применения таких конструкций.

Наиболее характерным примером элемента сборной конструкции, расчетная схема которого при транспортировании и монтаже существенно отличается от расчетной схемы в проектном положении, будет колонна (рис. X.6, а). В этом примере колонна испытывает изгиб вместо сжатия, меняются положение сжатой зоны сечения, положение сжатой и растянутой арматуры (рис. X.6, б, в). Чтобы получить более благоприятную расчетную схему колонны на монтаже, целесообразно переместить монтажные петли от концов к середине, тогда при подъеме колонна работает как однопролетная балка с коносолами

и изгибающие моменты, возникающие на монтаже, уменьшаются.

Для примера выбора рациональной расчетной схемы двухпролетной рамы на монтаже проанализируем возможное расположение мест захвата при ее подъеме (рис. X.7). Применяя траверсу, можно захватить раму за ее узлы, и тогда знаки изгибающих моментов в ригелях сохраняются такими же, как и в рабочем положении, а потому прочность рамы в процессе монтажа будет обеспечена без дополнительного армирования. Если же захватить раму без траверсы непосредственно в двух точках за ригели, то характер эпюры моментов изменится: в середине пролета ригеля возникнут отрицательные моменты и потребуются дополнительное армирование, не используемое в проектном положении.

Элементы с сечениями значительной высоты и относительно малой ширины (высокие балки, фермы, стеновые панели и т. п.) транспортируют обычно в рабочем положении — на ребро, поскольку их несущая способность в горизонтальном положении мала и перечисленные меры по изменению расчетной схемы на монтаже не эффективны.

При проектировании железобетонных конструкций необходимо предусматривать конструктивные меры, чтобы обеспечить устойчивость отдельных элементов и всего здания в процессе монтажа, а также и другие требования охраны труда.

При проектировании сборных железобетонных конструкций необходимо помимо класса бетона устанавливать отпускную прочность элементов заводского изготовления, т. е. кубиковую прочность бетона, при которой допускается транспортирование и монтаж элементов.

6. Стыки и концевые участки элементов сборных конструкций

Сборные конструкции зданий, смонтированные из отдельных элементов, совместно работают под нагрузкой благодаря стыкам и соединениям, обеспечивающим их надежную связь. Стыки и соединения сборных конструкций можно классифицировать по функциональному признаку (в зависимости от назначения соединяемых элементов) и по расчетно-конструктивному (в зависимости от вида усилий, действующих на них).

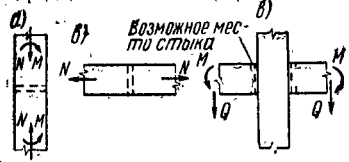


Рис. X.8. Виды стыков сборных элементов и действующие в них усилия

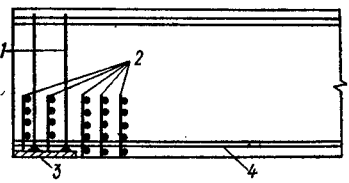


Рис. X.10. Усиление концевых участков предварительно напряженных элементов

1 — дополнительные поперечные стержни; 2 — сетки косвенного армирования; 3 — стальная закладная деталь; 4 — продольная напрягаемая арматура

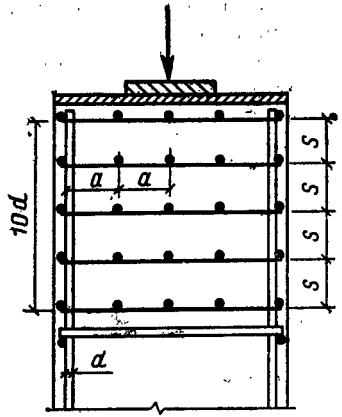


Рис. X.9. Усиление поперечными сетками концевых участков стыкуемых элементов

По функциональному признаку различают стыки колонн с фундаментами, колонн друг с другом, ригелей с колоннами, узлы опирания подкрановых балок, ферм,

балок покрытий на колонны, узлы опирания панелей на ригели и т. п.

По расчетно-конструктивному признаку различают стыки, испытывающие сжатие, например стыки колонны (рис. X.8, а); стыки, испытывающие растяжение, например стыки растянутого пояса фермы (рис. X.8, б); стыки, работающие на изгиб с поперечной силой, например в соединении ригеля с колонной (рис. X.8, в), и т. п.

В стыках усилия от одного элемента к другому передаются через соединяемую сваркой рабочую арматуру металлические закладные детали, бетон замоноличивания. Правильно запроектированный стык под действием расчетных нагрузок должен обладать прочностью и жесткостью, неизменяемостью взаимного положения соединяемых элементов и, кроме того, должен быть технологичным по изготовлению элементов на заводе и по монтажу на площадке. Конструкции стыков и соединений элементов должны обеспечивать быстрое и устойчивое закрепле-

ние в рабочем положении всех монтируемых элементов с помощью несложных устройств (кондукторов и т. п.) без применения специальных строповочных приспособлений. В то же время конструкция стыков и соединений должна обеспечивать надежную передачу монтажных усилий. Это относится в первую очередь к стыкам колонн, на которые в процессе монтажа передаются нагрузки от веса колонн и от вышележащих элементов конструкции.

Размеры зазоров между соединяемыми элементами назначают возможно меньшими. Их величину обычно определяют доступностью сварки выпусков арматуры, удобством укладки в полости стыка бетонной смеси из условия погашения допусков на изготовление и монтаж; она может составлять 50—100 мм и более. При заливке швов раствором, особенно под давлением, зазор может быть минимальным, но не менее 20 мм.

Стальные закладные детали для предотвращения коррозии и обеспечения необходимой огнестойкости элементов покрывают защитным слоем цементного раствора по металлической сетке. С этой целью стальные закладные детали при конструировании втапливают так, чтобы после нанесения защитного слоя на поверхности элементов не было местных выступов. Там, где это выполнить трудно, предусматривают специальные защитные покрытия. Размеры стальных закладных деталей должны быть минимальными и назначаться из условия размещения сварных швов необходимой длины.

Концевые участки сжатых соединяемых элементов (например, концы сборных колонн) усиливают поперечными сетками косвенного армирования. При соединении с обрывом продольной рабочей арматуры в зоне стыка усиление поперечными сетками производят по расчету. Сетки устанавливают у торца элемента (не менее 4 шт.) на длине не менее $10d$ стержней периодического профиля, при этом шаг сеток s должен быть не менее 60 мм, не более $\frac{1}{3}$ размера меньшей стороны сечения и не более 150 мм (рис. X.9). Размер ячеек сетки должен быть не менее 45 мм, не более $\frac{1}{4}$ меньшей стороны сечения и не более 100 мм.

У концевых участков сборных предварительно напряженных элементов необходимо предусматривать местное усиление против образования продольных раскалывающих трещин при отпуске натяжения арматуры (рис. X.10). Для этого устанавливают дополнительную попе-

речную напрягаемую или ненапрягаемую арматуру с площадью сечения

$$A_s = \varphi P / R_s, \quad (X.1)$$

где $\varphi=0,15$ — для напрягаемой арматуры; $\varphi=0,2$ — для ненапрягаемой арматуры конструкций, рассчитываемых на выносливость; P — усилие обжатия с учетом первых потерь; R_s — расчетное сопротивление дополнительной арматуры.

Дополнительную поперечную ненапрягаемую арматуру устанавливают на всю высоту элемента и приваривают к опорной закладной детали.

Кроме того, у торцов предварительно напряженных элементов устанавливают дополнительную косвенную арматуру с коэффициентом армирования $\mu=2\%$ на длине не менее $0,6l_p$ и не менее 20 см при продольной арматуре, не имеющей анкеров.

В стыках и соединениях сборных железобетонных элементов стальные закладные детали часто проектируют в виде пластинок и приваренных к ним втавр анкеров, ис-

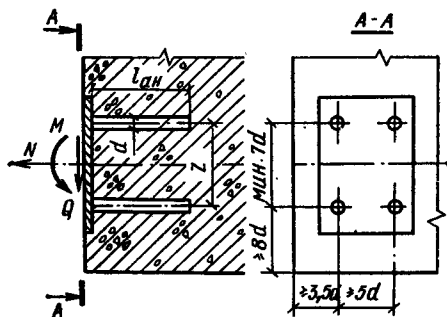


Рис. X.11. Стальные закладные детали в стыках и соединениях элементов конструкций

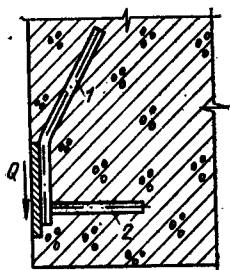


Рис. X.12. Закладная пластинка с нахлесточными анкерами 1 и нормальными анкерами 2

пытывающих действительные усилия M , N , Q (рис. X.11). Для расчета анкеров изгибающий момент заменяют парой сил с плечом z и усилия определяют с учетом опытных коэффициентов. Площадь поперечного сечения анкеров наиболее напряженного ряда

$$A_{an} = 1,1 \sqrt{N_{an}^2 + (Q_{an} / \varphi \varphi_1)^2} / R_s; \quad (X.2)$$

здесь наибольшее растягивающее усилие в одном ряду анкеров при числе рядов, равном n_{an} ,

$$N_{an} = (N/n_{an}) + (M/z); \quad (X.3)$$

наибольшее сжимающее усилие в одном ряду анкеров

$$N'_{an} = (N/n_{an}) + (M/z); \quad (X.4)$$

сдвигающее усилие, приходящееся на один ряд анкеров, с учетом влияния силы трения;

$$Q_{an} = (Q - 0,3N'_{an})/n_{an}; \quad (X.5)$$

φ , φ_1 — коэффициенты, определяемые для анкерных стержней диаметром $d=8...25$ мм, площадью сечения одного анкера f_a и тяжелого бетона классов В15—В40

$$\varphi = 4,8 \sqrt{R_b} / (1 + 0,15A_{an}) \sqrt{R_s} \leq 0,7; \quad (X.6)$$

$$\varphi_1 = 1 / \sqrt{1 + \omega (N_{an}/Q_{an})}. \quad (X.7)$$

Значения ω принимают при $N'_{an} \geq 0$ равным 0,3, при $N'_{an} < 0$ равным 0,6. Длина заделки анкера в бетоне l_{an} (см. гл. 1). Расстояние между осями анкеров см. на рис. X.11.

Чтобы усилить сопротивление сдвигу и отрыву, к пластинке приваривают нахлесточные анкеры и поперечные ребра (рис. X.12).

Стыки растянутых элементов выполняют сваркой выпусков арматуры или стальных закладных деталей, а в предварительно напряженных конструкциях — пропуском через каналы или пазы элементов пучков, канатов или стержневой арматуры с последующим натяжением. Сварные стыки растянутых элементов конструируют так, чтобы при передаче усилий не происходило разгибания закладных деталей, накладок или выколов бетона.

Для передачи сдвигающих усилий на поверхности соединяемых элементов устраивают пазы, которые после замоноличивания образуют бетонные шпонки. Применение бетонных шпонок целесообразно в бесконсольных стыках ригелей с колоннами, где их располагают так, чтобы бетон шпонок работал в наклонном сечении на сжатие, в стыках плитных конструкций, для повышения жесткости панельных перекрытий в своей плоскости и др. (рис. X.13).

Размеры бетонных шпонок определяются из условий их прочности

$$\delta_k \geq Q/R_b l_k n_k; \quad (X.8)$$

$$h_k \geq Q/2R_{b,i} l_k n_k, \quad (\text{X.9})$$

где Q — сдвигающее усилие или поперечная сила; δ_k , h_k , l_k — глубина, высота и длина шпонки; n_k — число шпонок, водимое в расчет (при расчете на поперечную силу не более трех).

При наличии постоянно действующего сжимающего усилия высоту шпонок определяют с учетом разгружающего влияния силы трения по формуле

$$h_k = \frac{Q - 0,7N}{2R_{bt} l_k n_k}. \quad (\text{X.10})$$

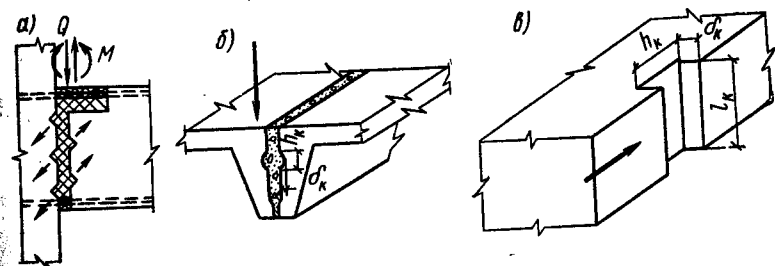


Рис. X.13. Бетонные шпонки в стыках и соединениях элементов конструкций

а — в стыках ригеля с колонной; б — в соединениях панелей

В стыках и соединениях сцепление бетона сборных элементов с бетоном, укладываемым на монтаже (сцепление старого и нового бетона), при соблюдении технологических правил производства работ (очистка бетонных поверхностей, увлажнение их и т. п.), как показывают опыты, оказывается достаточно прочным. Для обетонирования стыков и соединений рекомендуется применять инвентарную опалубку, подачу бетонной смеси или раствора в полости стыков под давлением, электропрогрев для ускорения твердения, целесообразный даже при положительных температурах.

В стыках сварка основных рабочих швов выполняется в нижнем и вертикальном положении. При наложении сварных швов в соединяемой арматуре и стальных закладных деталях развивается местная высокая температура и, следовательно, нагревается окружающий бетон. Экспериментальные исследования показали, что под действием нагрева механическая прочность бетона несколько снижается, однако это ослабление носит местный ха-

ракти и не отражается на несущей способности стыка в целом. Начальные сварочные напряжения (растягивающие в арматуре, сжимающие в бетоне) при соблюдении технологической последовательности сварки выпусков арматуры также не отражаются на несущей способности стыка.

7. Техничко-экономическая оценка железобетонных конструкций

Для технико-экономической оценки отдельных элементов и конструкций в целом при проектировании служат следующие показатели: расход арматуры, т, бетона, м³; трудоемкость изготовления и монтажа, чел.-дн.; стоимость, руб. Расчетной единицей измерения служит одна конструкция. Кроме того, показатели рассчитывают на одну единицу измерения — на 1 м³ или на 1 м², или на 1 м длины и т. д. Основным экономическим показателем железобетонных конструкций является стоимость, которая складывается из стоимости материала и работ по изготовлению и монтажу конструкции, стоимости энергии, топлива и материалов на технологические нужды, а также цеховых и общезаводских расходов, отражающих капиталовложения по организации производства и эксплуатационные расходы предприятия.

При проектировании зданий и сооружений чаще всего применяют вариантный метод сравнения стоимости железобетонных конструкций. Этим методом оценку экономичности железобетонных конструкций производят сопоставлением технико-экономических показателей нескольких вариантов конструктивных решений. Сравнимые варианты конструктивных решений отвечают одной и той же программе, одним и тем же требованиям, но отличаются конструктивной схемой, иногда геометрическими размерами, формой сечения элементов, способами армирования и т. п. Показатели определяются на основе чертежей конструкций, разработанных на той стадии проектирования, на которой производится сравнение вариантов. Наиболее достоверные показатели можно получить на основании рабочих чертежей конструкций.

Вопросы экономики железобетонных конструкций следует решать совместно с вопросами прочности на протяжении всего процесса проектирования: при выборе объемно-планировочной и конструктивной схемы здания;

членении конструкции на сборные элементы и выборе формы и размеров сечения элементов; назначении класса бетона, класса стальной арматуры; установлении способов армирования и т. д.

ГЛАВА XI. КОНСТРУКЦИИ ПЛОСКИХ ПЕРЕКРЫТИЙ

§ XI.1. КЛАССИФИКАЦИЯ ПЛОСКИХ ПЕРЕКРЫТИЙ

Железобетонные плоские перекрытия — наиболее распространенные конструкции, применяемые в строительстве промышленных и гражданских зданий и сооружений. Их широкому применению в строительстве способствуют высокая индустриальность, экономичность, жесткость, огнестойкость и долговечность. По конструктивной схеме железобетонные перекрытия могут быть разделены на две основные группы: балочные и безбалочные. Балочными называют перекрытия, в которых балки, расположенные в одном направлении или в двух направлениях, работают совместно с опирающимися на них плитами перекрытий. В безбалочных перекрытиях плита опирается непосредственно на колонны с уширениями, называемыми капителями. Те и другие перекрытия могут быть сборными, монолитными и сборно-монолитными. Конструктивные схемы перекрытий при сборном и монолитном выполнении различны, поэтому классификация перекрытий ведется по конструктивным признакам: *балочные сборные; ребристые монолитные с балочными плитами; ребристые монолитные с плитами, опертыми по контуру; балочные сборно-монолитные; безбалочные сборные; безбалочные монолитные; безбалочные сборно-монолитные.* Плиты в составе конструктивных элементов перекрытия в зависимости от отношения сторон опорного контура могут быть: а) при отношении сторон $l_2/l_1 > 2$ — балочными (рис. XI.1, а), работающими на изгиб в направлении меньшей стороны, при этом изгибающим моментом в направлении большей стороны ввиду его небольшой величины пренебрегают; б) при отношении сторон $l_1/l_2 \leq 2$ — опертыми по контуру (рис. XI.1, б), работающими на изгиб в двух направлениях, с перекрестной рабочей арматурой.

В строительстве, как правило, применяют сборные перекрытия, отличающиеся высокой индустриальностью. Монолитные перекрытия применяют редко, главным об-

разом в зданиях, возводимых по индивидуальным (нетиповым) проектам.

Тип конструкции перекрытия выбирают в каждом случае по экономическим соображениям в зависимости от назначения здания, величины и характера действующих нагрузок, местных условий и др.

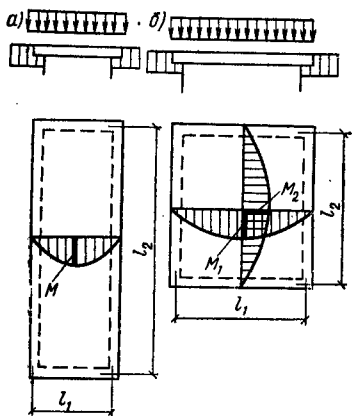


Рис. XI.1. Схемы плит, работающих на изгиб

а — в одном коротком направлении; б — в двух направлениях

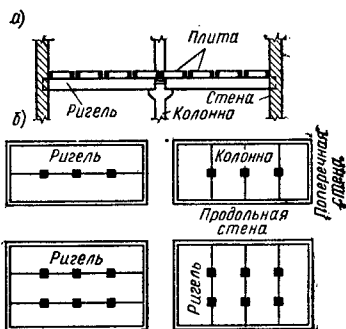


Рис. XI.2. Конструктивные схемы балочных панельных перекрытий

§ XI.2. БАЛОЧНЫЕ СБОРНЫЕ ПЕРЕКРЫТИЯ

1. Компоновка конструктивной схемы перекрытия

В состав конструкции балочного панельного сборного перекрытия входят плиты и поддерживающие их балки, называемые ригелями, или главными балками (рис. XI.2, а). Ригели опираются на колонны и стены; направление ригелей может быть продольное (вдоль здания) или поперечное (рис. XI.2, б). Ригели вместе с колоннами образуют рамы.

В поперечном направлении перекрытие может иметь два-три пролета (для гражданских зданий) и пять-шесть пролетов для промышленных зданий. Размеры пролета ригелей промышленных зданий определяются общей ком-

поновкой (разработкой) конструктивной схемы перекрытия, нагрузкой от технологического оборудования и могут составлять 6; 9 и 12 м при продольном шаге колонн 6 м. Размеры пролета ригелей гражданских зданий зависят от сетки опор, которая может быть в пределах 3,0—6,6 м с градацией через 0,6 м.

Компоновка конструктивной схемы перекрытия заключается в выборе направления ригелей, установлении размеров пролета и шага ригелей, типа и размеров плит перекрытий; при этом учитывают:

1) величину временной нагрузки, назначение здания, архитектурно-планировочное решение;

2) общую компоновку конструкции всего здания. В зданиях, где пространственная жесткость в поперечном направлении создается рамами с жесткими узлами, ригели располагают в поперечном направлении, а панели — в продольном. В жилых и общественных зданиях ригели могут иметь продольное направление, а плиты — поперечное. В каждом случае выбирается соответствующая сетка колонн;

3) технико-экономические показатели конструкции перекрытия. Расход железобетона на перекрытие должен быть минимальным, а масса элементов и их габариты должны быть возможно более крупными в зависимости от грузоподъемности монтажных кранов и транспортных средств.

При проектировании разрабатывают несколько вариантов конструктивных схем перекрытия и на основании сравнения выбирают наиболее экономичную.

Общий расход бетона и стали на устройство железобетонного перекрытия складывается из соответствующего расхода этих материалов на плиты, ригели и колонны. Наибольший расход железобетона — около 65 % общего количества — приходится на плиты. Поэтому экономичное решение конструкции плит приобретает важнейшее значение.

2. Проектирование плит перекрытий

Выбор экономичной формы поперечного сечения панелей. Плиты перекрытий для уменьшения расхода материалов проектируют облегченными — пустотными или ребристыми (рис. XI.3, а). При удалении бетона из растянутой зоны сохраняют лишь ребра шириной, необходи-

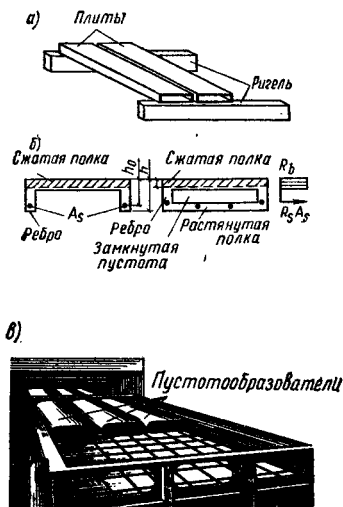


Рис. XI.3. Плиты перекрытий

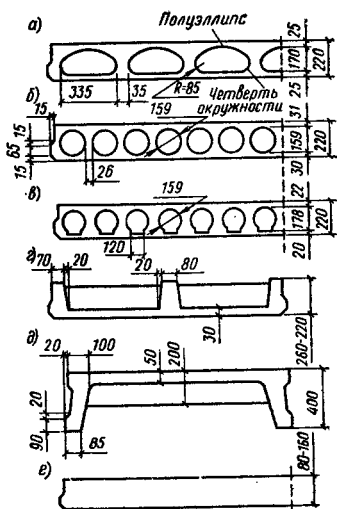


Рис. XI.4. Формы поперечного сечения плит перекрытий

мой для размещения сварных каркасов и обеспечения прочности панелей по наклонному сечению. При этом плита в пролете между ригелями работает на изгиб как балка таврового сечения (рис. XI.3, б). Верхняя полка плиты также работает на местный изгиб между ребрами. Нижняя полка, образующая замкнутую пустоту, создается при необходимости устройства гладкого потолка.

Плиты изготовляют с пустотами различной формы: овальной, круглой и т. п. В панелях значительной ширины устраивают несколько рядом расположенных пустот (рис. XI.3, в).

Общий принцип проектирования плит перекрытий любой формы поперечного сечения состоит в удалении возможно большего объема бетона из растянутой зоны с сохранением вертикальных ребер, обеспечивающих прочность элемента по наклонному сечению, в увязке с технологическими возможностями завода-изготовителя.

По форме поперечного сечения плиты бывают с овальными, круглыми и вертикальными пустотами, ребристые с ребрами вверх (с устройством чистого пола по ребрам), ребристые с ребрами вниз, сплошные (рис. XI.4, а—е).

В плитах с пустотами минимальная толщина полок 25—30 мм, ребер 30—35 мм; в ребристых плитах с ребрами вниз толщина полки (плиты) 50—60 мм.

При заданной длине плит разных типов ширину их принимают такой, чтобы получить градации массы, не превышающие грузоподъемность монтажных кранов 3—5 т, а иногда и больше. Плиты шириной 3,2 м при пролете 6 м перекрывают целиком жилую комнату; масса таких плит с пустотами 5—6 т. Пустотные и сплошные плиты, позволяющие создать гладкий потолок, применяют для жилых и гражданских зданий, ребристые панели ребрами вниз — для промышленных зданий с нормативными нагрузками свыше 5 кН/м².

Экономичность плиты оценивают по приведенной толщине бетона, которая получается делением объема бетона панели на ее площадь и по расходу стальной арматуры (табл. XI.1).

Таблица XI.1. Техничко-экономические показатели плит перекрытий при номинальном пролете 6 м и нормативной нагрузке 6—7 кН/м²

Тип плиты	Приведенная толщина бетона, см	Расход стали на 1 м ² площади в зависимости от вида арматуры, кг		
		без предварительного напряжения	напрягаемая	
			стержневая	проволочная
С овальными пустотами	9,2	8	4,3	3,4
С вертикальными пустотами	10,2	8,5	4,7	3,7
С круглыми пустотами	12	8,5	4,7	3,7
Ребристые, ребрами вверх	8	9,1	5	4
Сплошные	12—16	14—16	12—14	10—11

Наиболее экономичны по расходу бетона плиты с овальными пустотами; приведенная толщина бетона в них 9,2 см, в то время как в плитах с круглыми пустотами приведенная толщина бетона достигает 12 см. Однако при изготовлении панелей с овальными пустотами на заводах возникают технологические трудности, вызванные тем, что после извлечения пустотообразователей (пуансонов) стенки каналов свежесформованного изделия иногда обваливаются. Поэтому в качестве типовых приняты сборные плиты с круглыми пустотами. На заво-

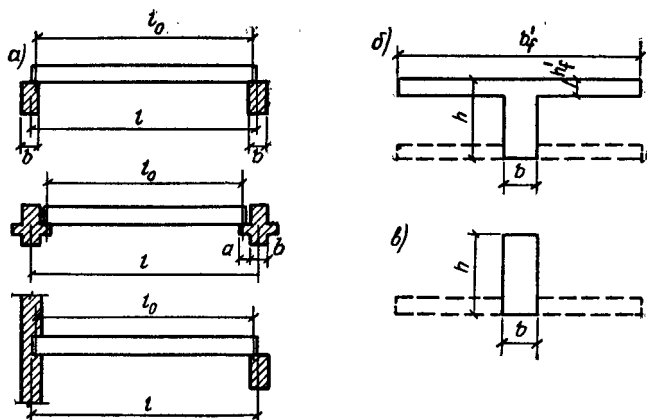


Рис. XI.5. Расчетные пролеты и сечения плит

дах с действующим оборудованием и освоенной технологией допускается изготовление панелей с овальными пустотами. Дальнейшее совершенствование технологии заводского изготовления пустотных панелей позволит перейти к более экономичным по расходу бетона конструкциям. Следует считаться, однако, с условиями звукоизоляции и требованиями в связи с этим о минимальной массе перекрытия.

Плиты ребрами вверх при относительно малой приведенной толщине бетона 8 см менее индустриальны, так как при их использовании требуется устройство настила под полы. В результате стоимость перекрытия оказывается более высокой.

В ребристых панелях ребрами вниз П-образных приведенная толщина бетона 10,5 см, расход стальной арматуры на 1 м² площади составляет 8,3—21,5 кг в зависимости от временной нагрузки.

Для предварительно напряженных плит применяют бетон класса В15, В25, для плит без предварительного напряжения — бетон класса В15, В20.

Расчет панелей. Расчетный пролет плит l_0 принимают равным расстоянию между осями ее опор (рис. XI.5, а—в); при опирании по верху ригелей $l_0 = l - b/2$ (где b — ширина ригеля); при опирании на полки ригелей $l_0 = l - a - b$ (a — размер полки). При опирании одним концом на ригель, другим на стенку расчетный пролет равен

расстоянию от оси опоры на стене до оси опоры в ригеле. Высота сечения плиты h должна быть подобрана так, чтобы наряду с условиями прочности были удовлетворены требования жесткости (предельных прогибов). При пролетах 5—7 м высота сечения плиты определяется главным образом требованиями жесткости. Предварительно высоту сечения панели, удовлетворяющую одновременно условиям прочности и требованиям жесткости, можно определить по приближенной формуле

$$h = cl_0 = \frac{R_s}{E_s} \frac{\theta g_n \pm v_n}{g_n \pm v_n}, \quad (\text{XI.1})$$

где c — коэффициент, для пустотных панелей он равен 18—20, для ребристых панелей с полкой в сжатой зоне — 30—34; большие значения коэффициента c принимают при армировании сталью класса А-II, меньшие — при армировании сталью класса А-III; g_n — длительно действующая нормативная нагрузка на 1 м² перекрытия; v_n — кратковременно действующая нормативная нагрузка на 1 м² перекрытия; θ — коэффициент увеличения прогибов при длительном действии нагрузки: для пустотелых панелей $\theta=2$, для ребристых панелей с полкой в сжатой зоне $\theta=1,5$.

Высоту сечения предварительно напряженных плит можно предварительно назначать равной:

$h=l_0/20$ — для ребристых; $h=l_0/30$ — для пустотных.

При расчете прочности по изгибающему моменту ширина ребра равна суммарной ширине всех ребер плиты, а расчетная ширина сжатой полки принимается равной полной ширине панели. При малой толщине сжатой полки, когда $h'_f/h \leq 0,1$, ширина полки, вводимая в расчет, не должна превышать

$$b'_f = 12(n-1)h'_f + b, \quad (\text{XI.2})$$

где n — число ребер в поперечном сечении панели.

В ребристой панели ребрами вниз при толщине полки $h'_f/h < 0,1$, но при наличии поперечных ребер, вводимая в расчет ширина полки принимается равной полной ширине панели.

Таким образом, расчет прочности плит сводится к расчету таврового сечения с полкой в сжатой зоне. В большинстве случаев нейтральная ось проходит в пределах толщины сжатой полки, поэтому, определив

$$A_0 = M/R_b b'_f h_0^2,$$

находят по таблице ξ и η , проверяют условия $x = \xi h_0 \leq \leq h'_f$, затем находят площадь растянутой арматуры

$$A_s = M/R_s \eta h_0.$$

Для случаев, когда $x = \xi h > h'_f$ и нейтральная ось пересекает ребро, расчет ведут с учетом сжатия в ребре.

Расчетную ширину сечения плиты с ребрами вверх принимают равной суммарной ширине ребер, и расчет ведут как для прямоугольного сечения.

Поперечную арматуру плиты из условия прочности по наклонному сечению, рассчитывают по расчетной ширине ребра b , равной суммарной ширине всех ребер сечения.

В многопустотных плитах высотой 300 мм и менее допускается поперечную арматуру не устанавливать, если при отсутствии нормальных трещин в растянутой зоне соблюдается условие

$$Q \leq R_{b,t} b \frac{I_{red}}{S_{red}} \sqrt{1 + \sigma_x/R_{b,t}}, \quad (XI.3)$$

где σ_x — нормальное напряжение в бетоне на уровне центра тяжести приведенного сечения от нагрузки и усилия обжатия.

По образованию или раскрытию трещин, а также по прогибам плиты рассчитывают в зависимости от категории требований трещиностойкости (см. гл. VII).

При расчете прогибов сечения панелей с пустотами приводят к эквивалентным двутавровым сечениям. Для панелей с круглыми пустотами эквивалентное двутавровое сечение находят из условия, что площадь круглого отверстия диаметром d равна площади квадратного отверстия со стороны (рис. XI.6, а).

$$h_1 = (d/2) \sqrt{\pi} \approx 0,39d.$$

Сечение панелей с овальными пустотами (рис. XI.6, б) приводят к эквивалентному двутавровому сечению, заменяя овальное сечение пустоты прямоугольным с той же площадью и тем же моментом инерции и соблюдая условие совпадения центра тяжести овала и заменяющего прямоугольника. Обозначив b_1 и h_1 — ширину и высоту эквивалентного прямоугольника; F и I — площадь и момент инерции овала, установим, что

$$F = b_1 h_1; \quad I = b_1 h_1^3/12 = F h_1^2/12.$$

Отсюда

$$h_1 = \sqrt{12I/F}; \quad b_1 = F/h_1.$$

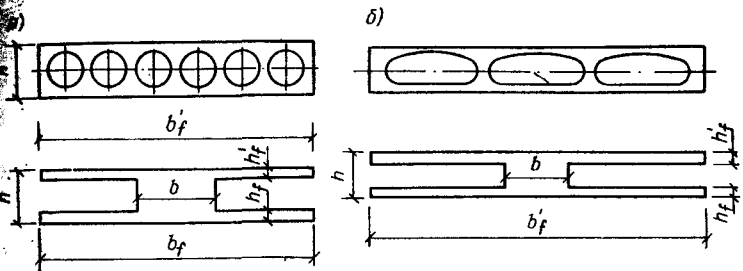


Рис. XI.6. Эквивалентные сечения плит для расчета прогибов

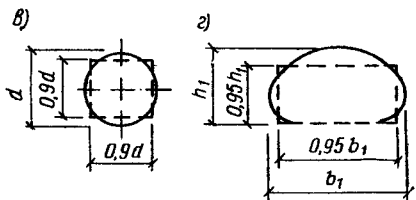


Рис. XI.7. Расчетные схемы полос плит

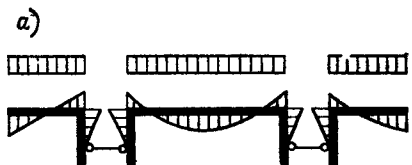
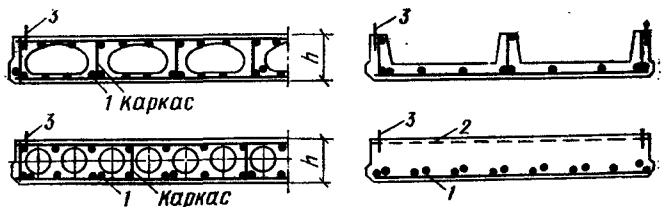


Рис. XI.8. Армирование панелей перекрытий

1 — напрягаемая арматура; 2 — узкие сетки в верхней зоне; 3 — петли для подъема



Для пустотелых панелей с высотой сечения $h = 15 \dots 25$ см и шириной отверстий до 50 см такое приведение может быть выполнено упрощенно, согласно рис. XI.6, в, г.

Полка панели работает на местный изгиб как частично заземленная на опорах плита пролетом l_0 , равным расстоянию в свету между ребрами. В ребристых панелях с ребрами вниз заземление полки создается заливкой бетоном швов, препятствующей повороту ребра (рис. XI.7, а). Изгибающий момент

$$M = ql_0^2/11.$$

В ребристой панели с поперечными промежуточными ребрами изгибающие моменты полки могут определяться как в плите, опертой по контуру и работающей в двух направлениях (рис. XI.7, б).

Конструирование плит. Применяют сварные сетки и каркасы из обыкновенной арматурной проволоки и горячекатаной арматуры периодического профиля (рис. XI.8). В качестве напрягаемой продольной арматуры применяют стержни классов А-IV, А-V, Ат-IVс, Ат-V, высокопрочную проволоку и канаты. Армировать можно без предварительного напряжения, если пролет панели меньше 6 м.

Продольную рабочую арматуру располагают по всей ширине нижней полки сечения пустотных панелей и в ребрах ребристых панелей.

Поперечные стержни объединяют с продольной монтажной или рабочей ненапрягаемой арматурой в плоские сварные каркасы, которые размещают в ребрах плит. Плоские сварные каркасы в круглопустотных плитах могут размещаться только на приопорных участках, через одно-два ребра.

К концам продольной ненапрягаемой арматуры ребристых плит приваривают анкеры из уголков или пластин для закрепления стержней на опоре.

Сплошные плиты из тяжелого и легкого бетонов армируют продольной напрягаемой арматурой и сварными сетками.

Монтажные петли закладывают по четырем углам плит. В местах установки петель сплошные панели армируют дополнительными верхними сетками. Пример армирования ребристой панели перекрытия промышленного здания приведен на рис. XI.9. Номинальная ширина этой панели считается равной 1,5 м. Применяют такие плиты также шириной 3 м.

Монтажные соединения панелей всех типов выполняют сваркой стальных закладных деталей и заполнением

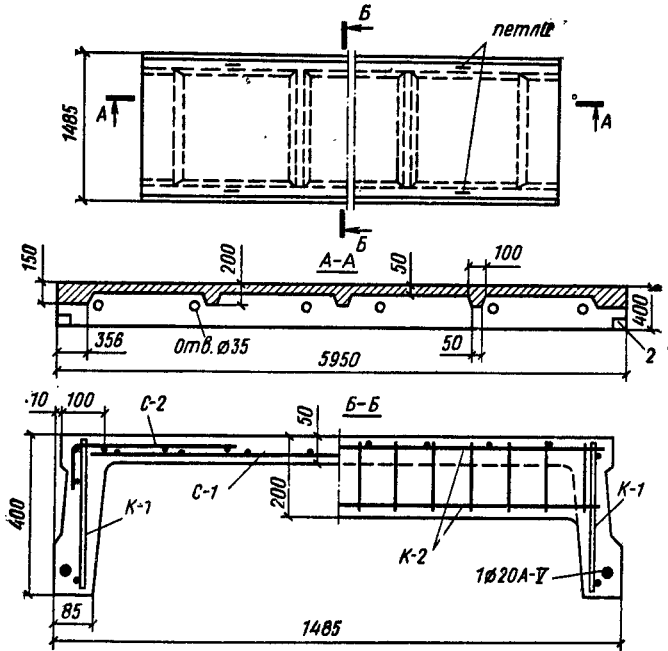


Рис. XI.9. Армирование ребристой плиты перекрытия

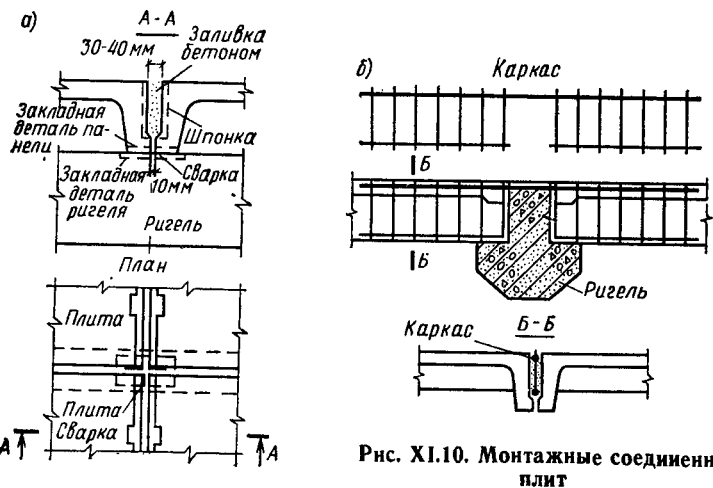


Рис. XI.10. Монтажные соединения плит

бетоном швов между плитами (рис. XI.10, а). В продольных боковых гранях плит предусматривают впадины, предназначенные для образования (после замоноличивания швов) прерывистых шпонок, обеспечивающих совместную работу плит на сдвиг в вертикальном и горизонтальном направлениях. При таком соединении сборных элементов перекрытия представляют собой жесткие горизонтальные диафрагмы.

Если временные нагрузки на перекрытиях больше ($v \geq 10 \text{ Н/м}^2$), то ребристые плиты при замоноличивании швов целесообразно превращать в неразрезные. С этой целью швы между ребристыми плитами на опорах армируют сварными седловидными каркасами, пересекающими ригель (рис. XI.10, б). На нагрузки, действующие после замоноличивания, такие плиты рассчитывают как неразрезные.

3. Проектирование ригеля

Расчет неразрезного ригеля. Ригель многопролетного перекрытия представляет собой элемент рамной конструкции. При свободном опирании концов ригеля на наружные стены и равных пролетах ригель можно рассчитывать как неразрезную балку. При этом возможен учет образования пластических шарниров, приводящих к перераспределению и выравниванию изгибающих моментов между отдельными сечениями.

Сущность расчета статически неопределимых железобетонных конструкций с учетом перераспределения усилий. При некотором значении нагрузки напряжения в растянутой арматуре из мягкой стали достигают предела текучести. С развитием в арматуре пластических деформаций (текучести) в железобетонной конструкции возникает участок больших местных деформаций, называемый пластическим шарниром.

В статически определимой конструкции, например в свободно лежащей балке (рис. XI.11, а), с появлением пластического шарнира под влиянием взаимного поворота частей балки и развивающегося значительного прогиба высота сжатой зоны сокращается, в результате чего достигается напряжение в сжатой зоне $\sigma_b = R_b$, наступает разрушение.

Иначе ведет себя статически неопределимая конструкция (рис. XI.11, б). Здесь с появлением пластического

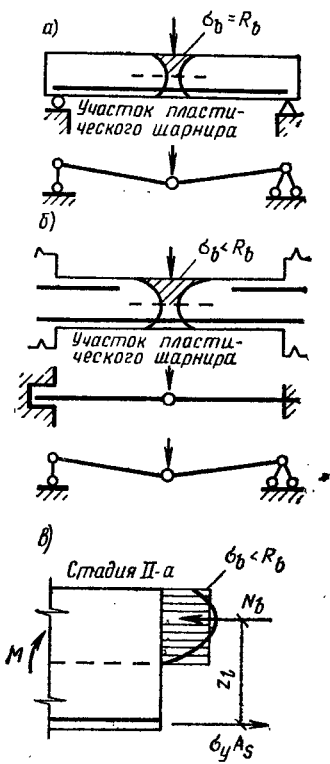


Рис. XI.11. Схема образования пластического шарнира в железобетонных балках

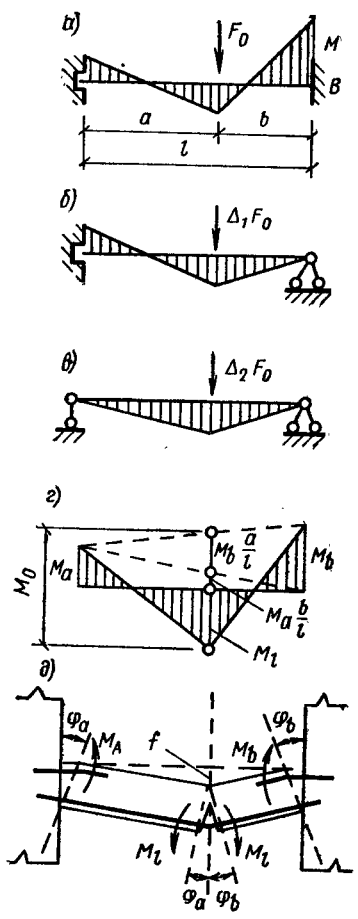


Рис. XI.12. Эпюры перераспределения изгибающих моментов в статически неопределимой балке

шарнира повороту частей балки, развитию прогиба системы и увеличению напряжений в сжатой зоне препятствуют лишние связи (защемления на опорах); возникает стадия II а, при которой $\sigma_s = \sigma_y$, но $\sigma_b < R_b$. Поэтому при дальнейшем увеличении нагрузки разрушение в пластическом шарнире не произойдет до тех пор, пока не появятся новые пластические шарниры и не выключатся

лишние связи. В статически неопределимой системе возникновение пластического шарнира равносильно выключению лишней связи и снижению на одну степень статической неопределимости системы. Для рассмотренной балки с двумя заземленными концами возникновение первого пластического шарнира превращает ее в систему, один раз статически неопределимую; потеря геометрической неизменяемости может наступить лишь с образованием трех пластических шарниров — на обеих опорах и в пролете.

В общем случае потеря геометрической неизменяемости системы с n лишними связями наступает с образованием $n+1$ пластических шарниров.

В статически неопределимой конструкции после появления пластического шарнира при дальнейшем увеличении нагрузки происходит перераспределение изгибающих моментов между отдельными сечениями. При этом деформации в пластическом шарнире нарастают, но значение изгибающего момента остается прежним: $M = R_s A_s z_b$.

Плечо внутренней пары сил z_b после образования пластического шарнира при дальнейшем росте нагрузки увеличивается незначительно и практически принимается постоянным (рис. XI.11, в).

Рассмотрим на примере балки, заземленной на двух опорах, последовательность перераспределения изгибающих моментов. С появлением пластического шарнира на одной из опор при нагрузке F_0 (рис. XI.12, а) балка приобретает новую схему — с одной заземленной и второй шарнирной опорами (рис. XI.12, б). При дальнейшем повышении нагрузки балка работает по этой новой схеме.

С момента появления пластического шарнира на другой опоре при увеличении нагрузки на $\Delta_1 F_0$ балка превращается в свободно опертую (рис. XI.12, в). Образование пластического шарнира в пролете при дополнительной нагрузке $\Delta_2 F_0$ превращает балку в изменяемую систему, т. е. приводит к разрушению.

Предельные расчетные моменты в расчетных сечениях (в пластических шарнирах) равны: M_A — на опоре А; M_B — на опоре; M_l — в пролете (рис. XI.12, г).

$$F = F_0 + \Delta_1 F_0 + \Delta_2 F_0. \quad (XI.4)$$

В предельном равновесии — непосредственно перед разрушением — изгибающие моменты балки можно найти статическим или кинетическим способом.

Статический способ. Запишем значение пролетного момента:

$$M_l = M_0 - M_A \frac{b}{l} - M_B \frac{a}{l}.$$

Отсюда уравнение равновесия

$$M_l + M_A \frac{b}{l} + M_B \frac{a}{l} = M_0, \quad (XI.5)$$

где $M_0 = Fab/l$ — момент статически определимой свободно лежащей балки.

Из уравнения (XI.5) следует, что сумма пролетного момента в сечении и долей опорных моментов, соответствующих этому сечению, равна моменту простой балки M_0 . Кроме того, из уравнения (XI.5) вытекает, что несущая способность статически неопределимой конструкции не зависит от соотношения значений опорных и пролетного моментов и не зависит от последовательности образования пластических шарниров. Последовательность эта может быть назначена произвольно, необходимо лишь соблюдать уравнение равновесия. Однако изменение соотношения моментов в сечениях меняет значение нагрузки, вызывающей образование первого и последнего пластических шарниров, а также меняет ширину раскрытия трещин в первом пластическом шарнире.

Кинематический способ. Балка в предельном равновесии рассматривается как система жестких звеньев, соединенных друг с другом в местах излома пластическими шарнирами (рис. XI.12, д). Если прогиб балки под силой F равен f , то углы поворота звеньев

$$\varphi_A = \operatorname{tg} \varphi_A = f/a; \quad \varphi_B = \operatorname{tg} \varphi_B = f/b; \quad (XI.6)$$

$$A_F = Ff. \quad (XI.7)$$

Виртуальная работа внутренних усилий — изгибающих моментов в пластических шарнирах

$$A_M = \Sigma \varphi M = (\varphi_A + \varphi_B) M_l + \varphi_A M_A + \varphi_B M_B, \quad (XI.8)$$

а с учетом полученных выше значений φ_A, φ_B

$$A_M = f \left(\frac{M_l l}{ab} + \frac{M_A}{a} + \frac{M_B}{b} \right). \quad (XI.9)$$

Уравнение виртуальных работ

$$A_F = A_M.$$

или

$$Ff = f \left(\frac{M_l l}{ab} + \frac{M_A}{a} + \frac{M_B}{b} \right),$$

откуда расчетная предельная сила

$$F = \frac{M_l l}{ab} + \frac{M_A}{a} + \frac{M_B}{b}. \quad (\text{XI.10})$$

Если умножить левую и правую части уравнения (XI.10) на ab/l , то получим найденное выше статическим способом уравнение равновесия (XI.5).

Расчет и конструирование статически неопределимых железобетонных конструкций по выравненным моментам позволяет облегчить армирование сечений, что особенно важно для монтажных стыков на опорах сборных конструкций; позволяет стандартизировать и осуществить в необходимых случаях одинаковое армирование сварными сетками и каркасами там, где при расчете по упругой схеме возникают различные по значению изгибающие моменты. При временных нагрузках расчет по выравненным моментам по сравнению с расчетом по упругой схеме может давать 20—30 % экономии стали в арматуре.

Величина перераспределенного момента не оговаривается, но должен производиться расчет по предельным состояниям второй группы. Практически ограничение раскрытия трещин в первых пластических шарнирах достигается ограничением выравненного момента с тем, чтобы он не слишком резко отличался от момента в упругой схеме и приблизительно составлял не менее 70 %.

Чтобы обеспечить условия, отвечающие предпосылке метода предельного равновесия, т. е. возможность образования пластических шарниров и развития достаточных местных деформаций при достижении конструкцией предельного равновесия, следует соблюдать конструктивные требования:

- 1) конструкция должна быть запроектирована так, чтобы причиной ее разрушения не могли быть срез сжатой зоны или раздавливания бетона от главных сжимающих напряжений;
- 2) армирование сечений, в которых намечено образование пластических шарниров, следует ограничивать так, чтобы относительная высота сжатой зоны $\xi \leq 0,35$;
- 3) следует применять арматурные стали с площадкой

текучести или сварные сетки из обыкновенной арматурной проволоки.

На действие динамических нагрузок (сейсмика, ударная взрывная волна и т. п.) железобетонные статически неопределимые конструкции также целесообразно рассчитывать с учетом образования пластических шарниров.

Если конструкция заармирована стержневой арматурой без площадки текучести, то после достижения каким-либо моментом условного предельного значения $M_{0,2}$ при условном пределе текучести σ_{02} рост момента не приостанавливается, а замедляется. Несущая способность конструкции в этом случае определяется предельным удлинением арматуры или предельной прочностью бетона сжатой зоны.

Перераспределение усилий в статически неопределимой железобетонной конструкции происходит и на более ранней стадии работы под нагрузкой — под влиянием изменения жесткости опорных и пролетных сечений вследствие образования и раскрытия трещин в растянутых зонах элементов. Хотя такого рода перераспределение усилий не оказывает заметного влияния на перераспределение усилий в предельном равновесии — перед образованием пластических шарниров, однако оно существенно влияет на работу конструкции в эксплуатационной стадии и поэтому учитывается в расчетах.

Для неразрезных балок упрощенный способ учета такого рода перераспределения усилий состоит в следующем. Опорные моменты вычисляют как в упругой системе и умножают на поправочные коэффициенты, оценивающие неодинаковую жесткость опорных и пролетных сечений. Далее по исправленным опорным моментам обычным путем вычисляют пролетные моменты. Значения поправочных коэффициентов к опорным моментам при распределенной нагрузке или нескольких сосредоточенных грузах:

для средних опор многопролетных балок

$$\lambda = 3/(2 + \beta); \quad (XI.11)$$

для средней опоры двухпролетной балки

$$\lambda = 1,5/(0,5 + \beta); \quad (XI.12)$$

для первой промежуточной опоры многопролетных балок — по среднему значению коэффициента λ из приведенных двух формул.

В этих формулах $\beta = B_i/B_{sup}$ — отношение жесткости сечений с трещинами в пролете и на опоре.

Более подробные данные приведены в «Инструкции по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций с учетом перераспределения усилий» (Стройиздат, 1975).

Расчет неразрезного ригеля как упругой системы служит основой для следующего перераспределения изгибающих моментов. Расчетный пролет ригеля принимают равным расстоянию между осями колонн; в первом пролете при опирании на стену расчетный пролет считается от оси опоры на стене до оси колонны. Нагрузка на ригель от панелей может быть равномерно распределенной (при пустотных или сплошных панелях) или сосредоточенной (при ребристых панелях). Если число сосредоточенных сил, действующих в пролете ригеля, более четырех, то их приводят к эквивалентной равномерно распределенной нагрузке. Для предварительного определения собственного веса ригеля размеры его сечения принимают

$$h (1/10 \dots 1/15) \quad l \quad b = (0,3 \dots 0,4) h.$$

Изгибающие моменты и поперечные силы неразрезной балки при равных или отличающихся не более чем на 20 % пролетах определяют по таблицам (приложение X):

для равномерно распределенной нагрузки

$$M = (\alpha g + \beta v) l^2; \quad Q = (\gamma g + \delta v) l; \quad (XI.13)$$

для сосредоточенных нагрузок

$$M = (\alpha G + \beta V) l; \quad Q = \gamma G + \delta V, \quad (XI.14)$$

где α, β — табличные коэффициенты при определении M от соответствующих загрузок постоянной и временной нагрузкой; γ, δ — табличные коэффициенты при определении Q от соответствующих загрузок постоянной и временной нагрузкой.

При расположении временной нагрузки через один пролет получают максимальные моменты в загружаемых пролетах; при расположении временной нагрузки в двух смежных пролетах и далее через один пролет получают максимальные по абсолютному значению моменты на опоре (рис. XI.13). В неразрезном ригеле целесообразно ослабить армирование опорных сечений и упростить монтажные стыки. Поэтому с целью перераспределения моментов в ригеле к эпюре моментов от постоянных нагрузок

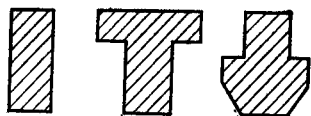


Рис. XI.15. Формы поперечного сечения сборного ригеля

Рис. XI.13. Схемы загрузки неразрезной балки

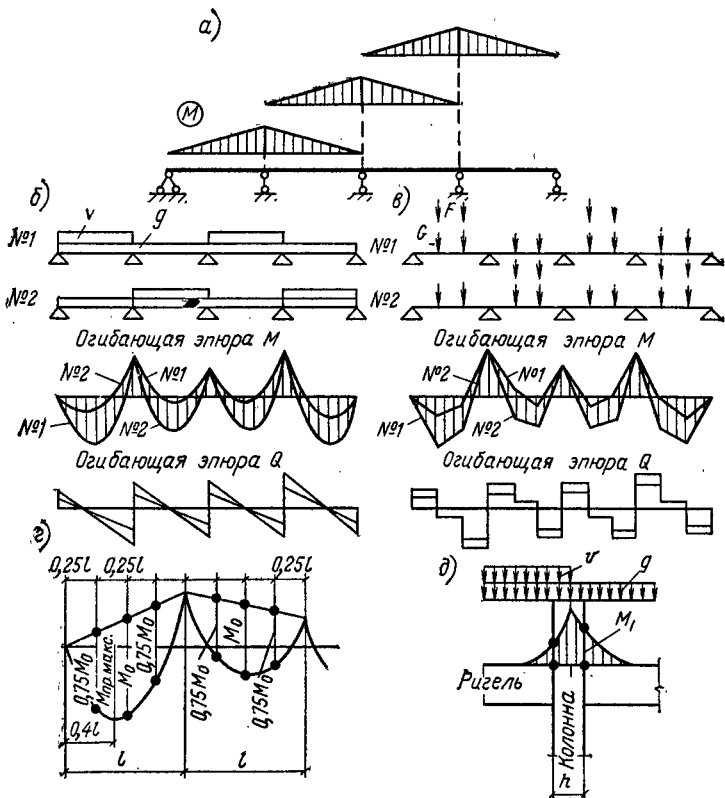
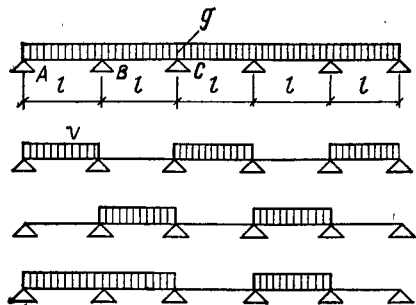


Рис. XI.14. К расчету неразрезного ригеля

а — добавочные эпюры моментов; б — к определению эпюры M от равномерно распределенной нагрузки; в — то же, от сосредоточенной нагрузки; г — к построению эпюры моментов от равномерно распределенной нагрузки; д — к определению расчетного момента ригеля по грани колонны

зок и отдельных схем невыгодно расположенных временных нагрузок прибавляют добавочные треугольные эпюры с произвольными по знаку и значению параболными ординатами (рис. XI.14). При этом ординаты выравненной эпюры моментов в расчетных сечениях должны составлять не менее 70 %, вычисленных по упругой схеме. На основе отдельных загружений строятгибающие эпюры M и Q . Возможен также упрощенный способ расчета неразрезного ригеля по выравненным моментам, состоящий в том, что в качестве расчетной выравненной эпюры моментов принимают эпюру моментов упругой неразрезной балки, полученную для максимальных пролетных моментов (при расположении временной нагрузки через один пролет).

Расчетным на опоре будет сечение ригеля по грани колонны. В этом сечении изгибающий момент

$$M_1 = M - Q(h/2). \quad (XI.15)$$

Момент M_1 имеет большее (по абсолютной величине) значение со стороны пролета, загруженного только постоянной нагрузкой; поэтому в формулу (XI.13) следует подставлять значение поперечной силы Q , соответствующее загрузению этого пролета. По моменту M_1 уточняют размер поперечного сечения ригеля и по значению $\xi \approx 0,35$ принимают

$$h_0 = 1,8 \sqrt{M_1/R_b b}. \quad (XI.16)$$

Сечение продольной арматуры ригеля подбирают по M в четырех нормальных сечениях: в первом и среднем пролетах, на первой промежуточной опоре и на средней опоре. Расчет поперечной арматуры по Q ведут для трех наклонных сечений: у первой промежуточной опоры слева и справа и у крайней опоры.

Конструирование неразрезного ригеля. Поперечное сечение ригеля может быть прямоугольным, тавровым с полками вверх, тавровым с полками вниз (рис. XI.15). При опирании панелей перекрытия на нижние полки ригеля таврового сечения строительная высота перекрытия уменьшается.

Стыки ригелей размещают обычно непосредственно у боковой грани колонны. Действующий в стыках ригелей опорный момент вызывает растяжение верхней части и сжатие нижней (рис. XI.16, а). В стыковых соединениях ригель может опираться на железобетонную консоль ко-

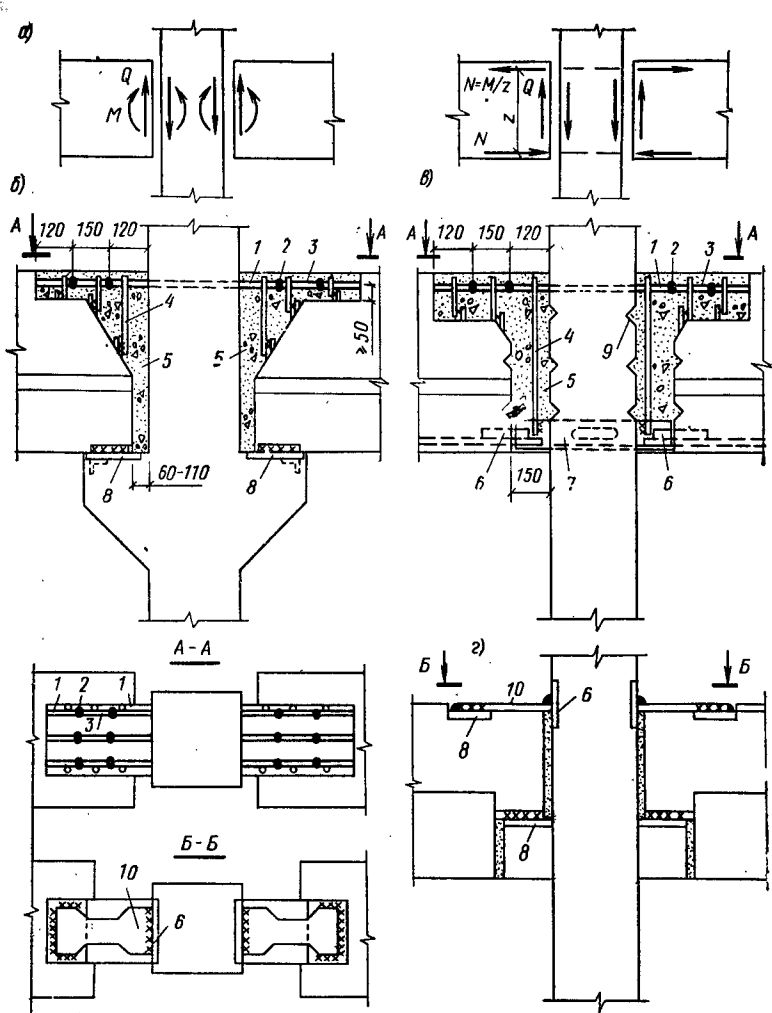


Рис. XI.16. Конструкции стыков сборного ригеля с колонной
 а — усилия, действующие в стыке; б — жесткий стык на консолях;
 в — жесткий стык бесконсольный; г — скрытый стык на консолях;
 1 — арматурные выпуски из ригеля и колонны; 2 — ванная сварка;
 3 — вставка арматуры; 4 — поперечные стержни, привариваемые на
 монтаже; 5 — бетон замоноличивания; 6 — усиленный арматурный
 выпуск из ригеля; 7 — опорный столик из уголков с отверстием для
 удобства бетонирования; 8 — стальные закладные детали; 9 — призматические углубления для образования бетонных шпонок; 10 — фн-
 гурная деталь «рыбка», привариваемая на монтаже

лонны или же на опорный столик из уголков, выпущенных из колонны (рис. XI.16, б). В верхней части стыка выпуски арматуры из колонны и ригеля соединяются вставкой арматуры на ванной сварке. Вставка арматуры повышает точность монтажного соединения в случае нарушения соосности выпусков арматуры. В нижней части стыка монтажными швами соединяются закладные детали колонны и ригеля. После приварки монтажных хомутов полость стыка бетонируется.

Скрытые стыки на консолях (с подрезкой торца ригеля) усложняют конструирование, так как требуют усиления арматуры входящего угла дополнительными каркасами и закладными деталями,

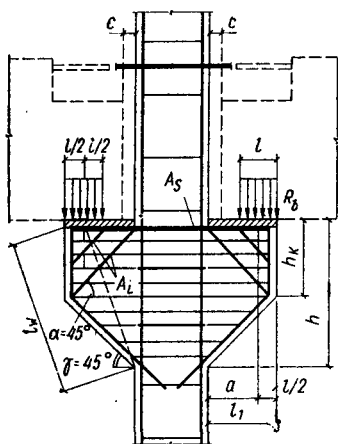


Рис. XI.17. Армирование консоли колонны

повышающими расход стали и трудоемкость изготовления; кроме того, при таком стыке снижается несущая способность и жесткость ригеля на опоре (см. рис. XI.16, з). Эти стыки считаются шарнирными, фигурная же стальная накладка, привариваемая на монтаже, обеспечивает восприятие небольшого изгибающего момента ($\sim 50 \text{ кН}\cdot\text{м}$).

В бесконсольных стыках (см. рис. XI.16, в), как показали исследования, поперечная сила воспринимается бетоном замоноличивания полости и бетонными шпонками, образующимися в при-

зматических углублениях на боковой поверхности колонны и в торце сборного ригеля. Специальными исследованиями установлено, что этот стык равнопрочен с консольным стыком, но в то же время по расходу материалов и трудоемкости он экономичнее.

Размеры опорной консоли (рис. XI.17) определяют в зависимости от опорного давления ригеля Q ; при этом считается, что ригель оперт на расположенную у свободного края консоли площадку длиной

$$l = Q/b_{\text{дт}} R_b, \quad (\text{XI.17})$$

где $b_{\text{дт}}$ — ширина ригеля;

Наименьший вылет консоли с учетом зазора c между торцом ригеля и гранью колонны $l_1 = l + c$. Обычно принимают $l_1 = 200 \dots 300$ мм. При этом расстояние от грани колонны до силы Q

$$a = l_1 - (l/2). \quad (\text{XI.18})$$

У коротких консолей ($l_1 \leq 0,9h_0$) угол γ сжатой грани с горизонталью не должен превышать 45° . Высота консоли в сечении у грани колонны $h = (0,7 \dots 0,8) h_{bm}$, у свободного края $h_1 \geq h/2$.

Высоту сечения короткой консоли в опорном сечении рамного узла проверяют по условиям

$$Q < 1,5R_{bt} b h_0^2/a, \quad \text{но} < 2,5R_{bt} b h_0; \quad (\text{XI.19})$$

$$Q < 0,75 (1 + 10\nu\mu_w) \left(1 - \frac{a}{h}\right) R_b b l. \quad (\text{XI.20})$$

Площадь сечения продольной арматуры консоли подбирают по изгибающему моменту у грани колонны, увеличенному на 25 %:

$$A_s = \frac{1,25M}{R_s \nu h_0}; \quad (\text{XI.21})$$

$$M = Qa. \quad (\text{XI.22})$$

Короткие консоли высотой сечения $h > 2,5a$ армируют горизонтальными хомутами и отогнутыми стержнями. Шаг хомутов должен быть не более 150 мм и не более $h/4$, диаметр отогнутых стержней—не более 25 мм и не более $1/15$ длины отгиба.

Суммарное сечение отгибов, пересекающих верхнюю половину отрезка l_w (см. рис. XI.17), не менее $0,002 bh$.

В стыках с бетонированием и приваренной к закладным деталям консоли нижней арматурой ригеля опорное давление ригеля на консоль Q от нагрузки, приложенной после замоноличивания, можно уменьшать на 25 %.

Ригель армируют обычно двумя плоскими сварными каркасами (рис. XI.18). При значительных нагрузках возможен третий каркас в средней части пролета. Площадь растянутых стержней каркасов и их число устанавливают при подборе сечений по изгибающим моментам в расчетных сечениях на опоре и в пролете. По мере удаления от этих сечений ординаты огибающей эпюры M уменьшаются, следовательно, может быть уменьшена и площадь сечения арматуры.

В целях экономии арматурной стали часть продоль-

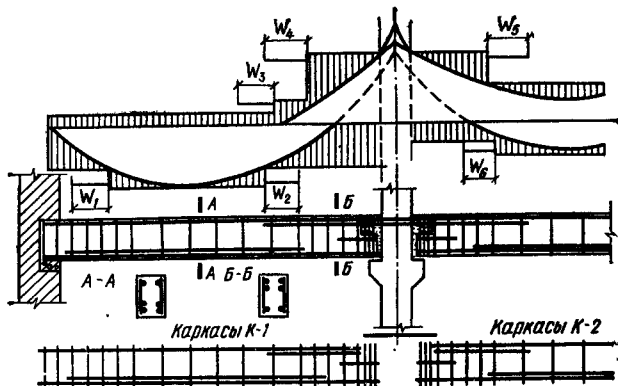


Рис. XI.18. Армирование ригеля и эпюра арматуры

ных стержней обрывают в соответствии с изменением огибающей эпюры моментов. Сечение ригеля, в котором отдельный растянутый стержень по расчету уже не нужен, называют местом его теоретического обрыва. Обрываемые стержни заводят за место теоретического обрыва на длину заделки $l_{ан}$, определяемую по формулам гл. III.

Для проверки экономичности армирования ригеля и прочности всех его сечений строят эпюру арматуры (эпюру материалов). Ординаты эпюры вычисляют как момент внутренних сил в рассматриваемом сечении ригеля

$$M_{пер} = R_s A_s z_b, \quad (XI.23)$$

где A_s — площадь растянутой арматуры в рассматриваемом сечении; z_b — плечо внутренней пары.

Эпюра арматуры против мест теоретического обрыва стержней имеет ступенчатое очертание с вертикальными уступами. Там, где эпюра арматуры значительно отходит от эпюры M , избыточный запас прочности (избыток растянутой арматуры); в местах, где ступенчатая линия эпюры арматуры пересекает эпюру M , прочность сечения недостаточна.

§ XI.3. РЕБРИСТЫЕ МОНОЛИТНЫЕ ПЕРЕКРЫТИЯ С БАЛОЧНЫМИ ПЛИТАМИ

1. Компоновка конструктивной схемы перекрытия

Ребристое перекрытие с балочными плитами состоит из плиты, работающей по короткому направлению, второстепенных и главных балок (рис. XI.19). Все элементы перекрытия монолитно связаны и выполняются из бетона класса В15.

Сущность конструкции монолитного ребристого перекрытия в том, что бетон в целях экономии удален из растянутой зоны сечений, где сохранены лишь ребра, в которых сконцентрирована растянутая арматура. Плита ребер — плита — работает на местный изгиб по пролету, равному расстоянию между второстепенными балками.

Второстепенные балки опираются на монолитно связанные с ними главные балки, которые, в свою очередь, опираются на колонны и наружные стены.

Главные балки можно располагать в продольном или поперечном направлении здания с пролетом 6—8 м. Второстепенные балки размещают так, чтобы ось одной из балок совпала с осью колонны (рис. XI.20, а). Пролет второстепенных балок может составлять 5—7 м, плиты 1,7—2,7 м.

Толщину плиты по экономическим соображениям принимают возможно меньшей. Минимальные ее значения составляют: для междуэтажных перекрытий промышленных зданий 6 см, для междуэтажных перекрытий жилых и гражданских зданий 5 см. При значительных временных нагрузках может потребоваться увеличение толщины плиты. Так, при временной нагрузке 10—15 кН/м² и пролете 2,2—2,7 м толщину плит принимают 8—10 см (по условиям экономичного армирования). Высота сечения второстепенных балок составляет обычно ($1/12$ — $1/20$) l , главных балок — ($1/8$ — $1/15$) l . Ширина сечения балок $b = (0,4—0,5) h$.

2. Расчет плиты, второстепенных и главных балок

Расчетный пролет плиты принимают равным расстоянию в свету между второстепенными балками l_0 и при опирании на наружные стены — расстоянию от оси оно-

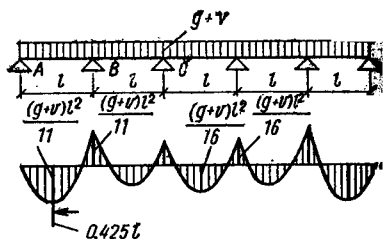
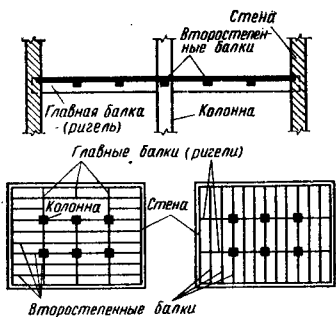


Рис. XI.19. Конструктивные схемы ребристых перекрытий

Рис. XI.21. К расчету неразрезной плиты и второстепенных балок

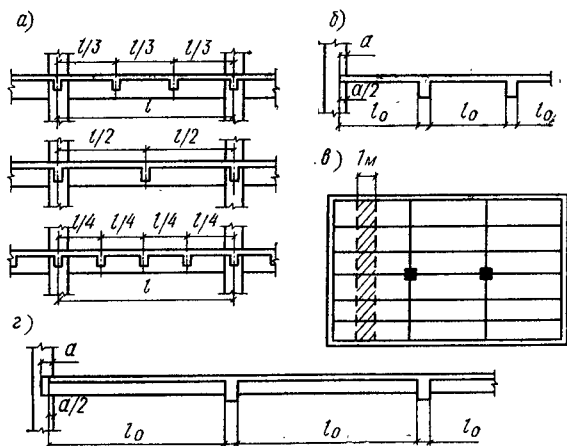


Рис. XI.20. Схемы балок и плит ребристых перекрытий

ры на стене до грани ребра: для расчета плиты в плане перекрытия условно выделяется полоса шириной 1 м (рис. XI.20, б, в).

Расчетный пролет второстепенных балок l_0 принимают равным расстоянию в свету между главными балками, а при опирании на наружные стены — расстоянию от оси опоры на стене до грани главной балки (рис. XI.20, г).

Изгибающие моменты в неразрезных балочных плитах и второстепенных балках с разными или отличающи-

мися не более чем на 20 % пролетами определяют с учетом перераспределения моментов и при этом создают равномоментную систему. В многопролетной балке (рис. XI.21) на средних опорах при равномерно распределенной нагрузке опорные моменты M_{sup} равны между собой. Используя уравнение равновесия (XI.5) для сечения в середине пролета, найдем

$$M_l + \frac{1}{2} M_{sup} + \frac{1}{2} M_{sup} = \frac{(g+v) l^2}{8}. \quad (XI.24)$$

Отсюда

$$M = M_l = M_{sup} = \frac{(g+v) l^2}{16}. \quad (XI.25)$$

В первом пролете максимальный изгибающий момент будет в сечении, расположенном на расстоянии $a \approx 0,425 l$ от свободной опоры; при этом

$$M_0 = \frac{qa(l-a)}{2} = 0,123(g+v)l^2.$$

Привлекая уравнение равновесия (XI.5) и учитывая, что $M_A = 0$, получим

$$M_l = 0,123(g+v)l^2 - 0,425M_B. \quad (XI.26)$$

Если принять значение изгибающего момента на первой промежуточной опоре

$$M_B = (g+v)l^2/14, \quad (XI.27)$$

найдем изгибающий момент в первом пролете

$$M_l = (g+v)l^2/11. \quad (XI.28)$$

Если же принять равномоментную схему $M = M_l = M_B$, получим

$$M = (g+v)l^2/11,6; \quad (XI.29)$$

округляя знаменатель (с погрешностью менее 5 % в сторону увеличения изгибающего момента), получим на первой промежуточной опоре и в первом пролете изгибающий момент

$$M = (g+v)l^2/11. \quad (XI.30)$$

Для плит, окаймленных по всему контуру монолитно-связанными с ними балками, изгибающие моменты (определяемые в предельном равновесии без учета распора) в сечениях средних пролетов и на средних опорах уменьшаются на 20 % при условии $h/l \geq 1/30$.

Для второстепенных балок огибающая эпюра моментов строится для двух схем загрузки (рис. XI.22):

1) полная нагрузка $g+v$ в нечетных пролетах и условная нагрузка $g+1/4 v$ в четных пролетах;

2) полная нагрузка $g+v$ в четных пролетах и условная постоянная нагрузка $g+1/4 v$ в нечетных пролетах.

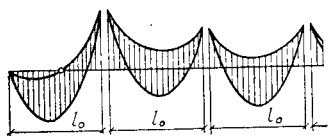


Рис. XI.22. Огибающая эпюра моментов второстепенной балки

Условную нагрузку вводят в расчет для того, чтобы определить действительные отрицательные моменты в пролете второстепенной балки. Главная балка создает дополнительные закрепления, препятствующие свободному повороту опор второстепенных балок, и этим уменьшает влияние временной нагрузки в загруженных пролетах на незагруженные.

Поперечные силы второстепенной балки принимают: на крайней свободной опоре

$$Q = 0,7gl; \quad (XI.31)$$

на первой промежуточной опоре слева

$$Q = 0,6ql; \quad (XI.32)$$

на первой промежуточной опоре справа и на всех остальных опорах

$$Q = 0,5l. \quad (XI.33)$$

При подборе сечений в первую очередь уточняют размер поперечного сечения второстепенной балки по опорному моменту на первой промежуточной опоре. Поскольку расчет ведется по выравненным моментам, принимают $\xi = 0,35$. На опоре действует отрицательный момент, плита оказывается в растянутой зоне и расчет ведут как для прямоугольного сечения, полагая рабочую высоту

$$h_0 = 1,8 \sqrt{M/R_b b}.$$

Установив окончательно унифицированные размеры сечения $b \times h$, подбирают рабочую арматуру в четырех расчетных нормальных сечениях: в первом и среднем пролетах — как для таврового сечения, на первой промежуточной и средней опорах — как для прямоугольного сечения. На действие отрицательного момента в среднем пролете расчет ведут как для прямоугольного сечения.

Расчет поперечных стержней выполняют для трех

наклонных сечений: у первой промежуточной опоры слева и справа и у крайней свободной опоры.

Все изложенное о расчете ригеля сборного балочного перекрытия полностью относится и к расчету главной балки монолитного ребристого перекрытия.

На главную балку передается сосредоточенная нагрузка от опорного давления второстепенных балок (которое только при двухпролетных второстепенных балках определяют с учетом неразрезности). Кроме того, учитывают собственный вес главной балки.

В местах пересечения второстепенной и главной балок над колонной в верхней зоне пересекается верхняя арматура трех элементов: плиты, второстепенной балки и главной балки. Поэтому на опоре главной балки в зависимости от числа рядов арматуры принимают $a=6\ldots 9$ см, при этом $h_0=h-(6\ldots 9)$ см.

Особенностью подбора сечений главной балки по изгибающим моментам является то, что на действие положительного момента в пролете она работает как тавровая с шириной полки $b_f=l/3$, а на действие отрицательного момента на опоре — как прямоугольная с шириной ребра b .

3. Конструирование плиты, второстепенных и главных балок

Многопролетные балочные плиты в соответствии с характером эпюры моментов армируют рулонными сетками с продольным расположением рабочей арматуры; рулон раскатывают по опалубке поперек второстепенных балок (рис. XI.23, а). Сетки перегибают на расстоянии $0,25 l$ от оси опоры (в местах нулевых моментов) и укладывают на верхнюю арматуру каркасов второстепенных балок. В первом пролете на основную сетку плиты укладывают дополнительную, которую заводят за опоры на $0,25 l$ (рис. XI.23, б). Если нужна более сильная рабочая арматура — диаметром 6 мм и более — плиты армируют в пролете и на опоре отдельно рулонными сетками с поперечным расположением рабочей арматуры (рис. XI.23, в, г).

Второстепенные балки армируют в пролете плоскими каркасами (обычно двумя), которые перед установкой в опалубку объединяют в пространственный каркас приваркой горизонтальных поперечных стержней. Эти

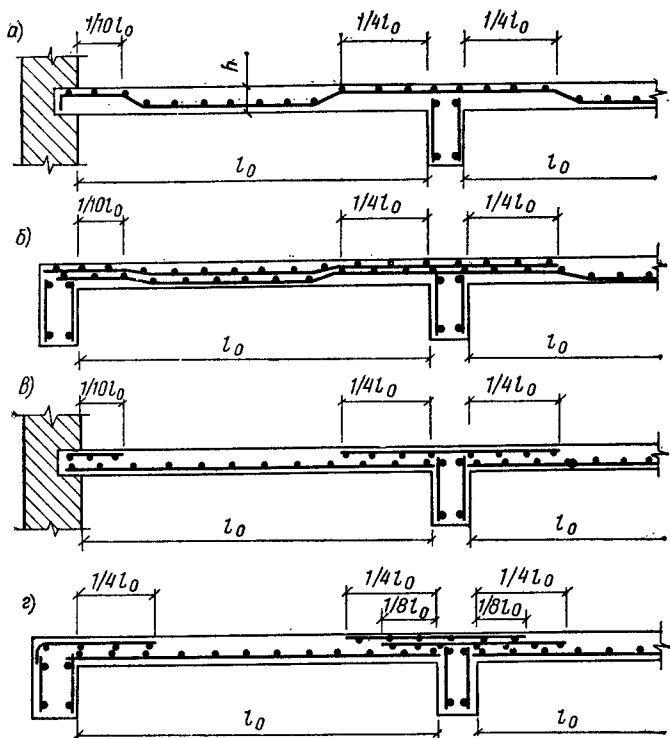


Рис. XI.23. Армирование балочных плит

каркасы доходят до граней главных балок, где связываются понизу стыковыми стержнями (рис. XI.24). На опорах второстепенные балки армируют двумя гнутыми сетками с продольными рабочими стержнями.

Места обрыва надпорных сеток устанавливают в соответствии с эпюрой отрицательных моментов. При отношении временной нагрузки к постоянной $v/g \leq 3$ одну сетку обрывают на расстоянии $1/4 l$ от грани опоры, вторую — на расстоянии $1/3 l$ от грани опоры. Отрицательные моменты в пролете, за местом обрыва сеток, воспринимаются верхней арматурой каркасов балки.

Главную балку армируют в пролете двумя или тремя плоскими каркасами, которые перед установкой в опалубку объединяют в пространственный каркас. Два плоских каркаса доводят до грани колонны, а третий

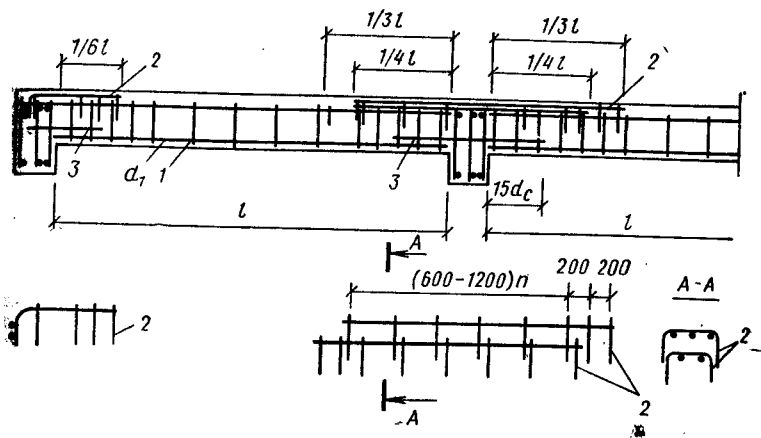


Рис. XI.24. Армирование второстепенной балки

1 — пролетная арматура; 2 — надопорная арматура — сетка; 3 — стыковые стержни $d \geq d_1/2$ и не менее 10 мм

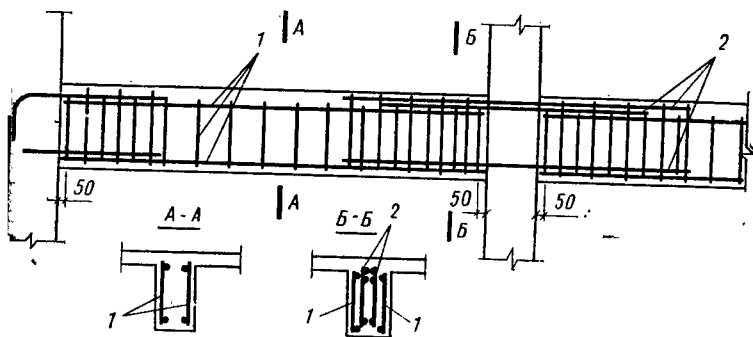


Рис. XI.25. Армирование главной балки

1 — пролетный каркас; 2 — опорный каркас

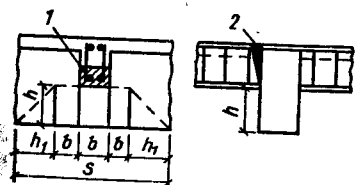


Рис. XI.26. Схема передачи нагрузки на главную балку

1 — фактическая площадь передачи сосредоточенной нагрузки; 2 — трещина в растянутой зоне

(если он есть) обрывают в соответствии с эпюрой моментов. Возможен также обрыв в пролете части стержней каркасов. На опоре главную балку армируют самостоятельными каркасами, заводимыми сквозь арматурный каркас колонн (рис. XI.25). Места обрыва каркасов и отдельных стержней устанавливают на эпюре арматуры.

На главную балку нагрузка передается через сжатую зону на опоре второстепенной балки — в средней части высоты главной балки (рис. XI.26). Эта местная сосредоточенная нагрузка воспринимается подвесками: поперечной арматурой главной балки и дополнительными сетками в местах опирания второстепенных балок. Площадь сечения арматуры, работающей как подвески, определяют по формуле

$$A_s = Q/R_s. \quad (\text{XI.34})$$

Длину зоны, в пределах которой учитывается поперечная арматура, воспринимающая сосредоточенную нагрузку, определяют по формуле (см. рис. XI.26).

$$s = 2h_1 + 3b. \quad (\text{XI.35})$$

§ XI.4. РЕБРИСТЫЕ МОНОЛИТНЫЕ ПЕРЕКРЫТИЯ С ПЛИТАМИ, ОПЕРТЫМИ ПО КОНТУРУ

1. Конструктивные схемы перекрытий

В состав конструктивной схемы перекрытий входят плиты, работающие на изгиб в двух направлениях, и поддерживающие их балки. Все элементы перекрытия монолитно связаны.

Размер сторон плиты в каждом направлении достигает 4—6 м; практически возможное отношение сторон $l_2/l_1 = 1 \dots 1,5$. Балки назначают одинаковой высоты и располагают по осям колонн в двух направлениях (рис. XI.27, а). Перекрытия без промежуточных колонн и с малыми размерами плит (менее 2 м) называют кессонными (рис. XI.27, б). Толщина плиты в зависимости от ее размеров в плане и значения нагрузки может составлять 5—14 см, но не менее $1/50 l_1$.

Перекрытия с плитами, опертыми по контуру, применяют главным образом по архитектурным соображениям, например для перекрытия вестибюля, зала и т. п. По расходу арматуры и бетона эти перекрытия менее эко-

домичны, чем перекрытия с балочными плитами при той же сетке колонн.

Опыты показали, что предельная разрушающая нагрузка при прямоугольном и диагональном расположении арматуры одинакова (рис. XI.28, а, б). Однако прямоугольные сетки проще в изготовлении, поэтому их применяют для армирования плит.

Характер разрушения плит, опертых по контуру, под действием равномерно распределенной нагрузки виден на рис. XI.28, в, г. На нижней поверхности плиты трещины направлены по биссектрисам углов, на верхней поверхности при заделке плиты по контуру трещины идут параллельно сторонам и имеют закругления в углах, перпендикулярные диагоналям.

Установить характер разрушения железобетонных плит, опертых по контуру, важно для расчета их несущей способности и конструирования арматуры.

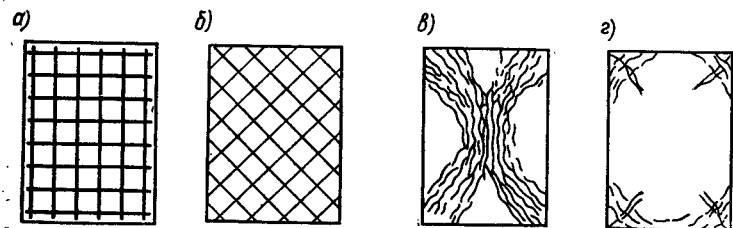
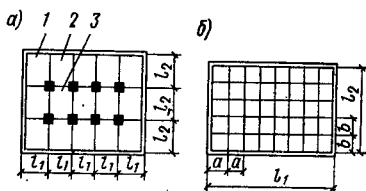
2. Расчет и конструирование плит, опертых по контуру

Плиты, опертые по контуру, армируют плоскими сварными сетками с рабочей арматурой в обоих направлениях. Поскольку изгибающие моменты в пролете, приближаясь к опоре, уменьшаются, количество стержней в приопорных полосах уменьшают. С этой целью в пролете по низу плиты укладывают две сетки разных раз-

Рис. XI.27. Конструктивные планы ребристых перекрытий с плитами, опертыми по контуру

1—3 — соответственно угловая, первая и средняя панели

Рис. XI.28. Схемы армирования и характер разрушения при испытании плит, опертых по контуру



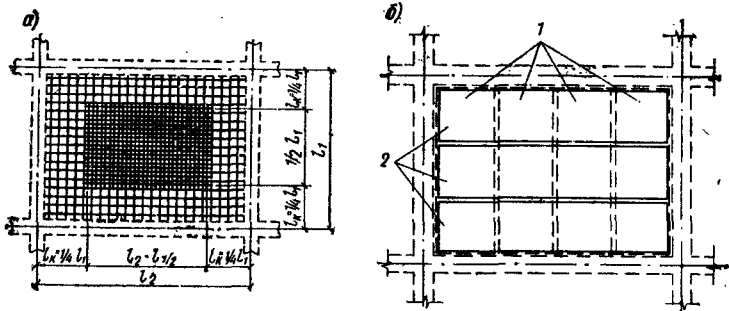


Рис. XI.29. Армирование плит, опертых по контуру

a — плоскими сварными сетками; *б* — узкими сварными сетками; 1 — пролетные сетки нижнего слоя; 2 — пролетные сетки, укладываемые на сетки 1

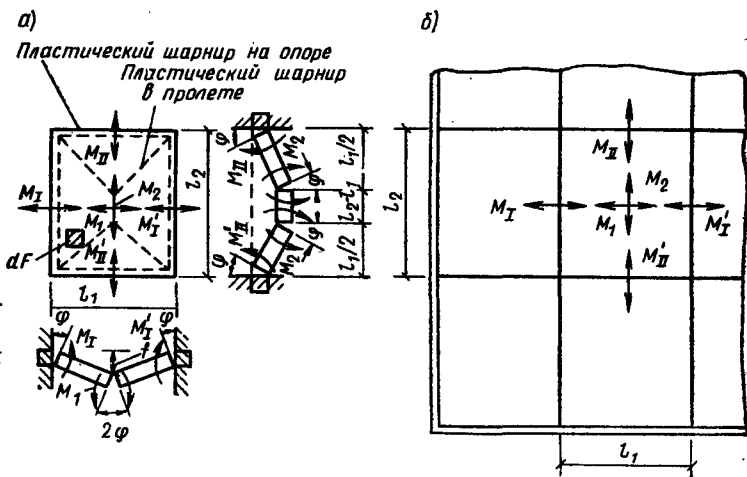


Рис. XI.30. К расчету плит, опертых по контуру, по методу предельного равновесия

меров, обычно с одинаковой площадью сечения арматуры. Меньшую сетку не доводят до опоры на расстояние t_k (рис. IX.29, *a*). В плитах, неразрезных и закрепленных на опоре, принимают $l_k = l/4$, в плитах, свободно опертых $t_k/l/8$, где l_1 меньшая сторона опорного контура. Пролетную арматуру плит конструируют также и из унифициро-

анных сеток с продольной рабочей арматурой. Сетки укладывают в пролете в два слоя во взаимно перпендикулярном направлении (рис. XI.29, б). Монтажные стержни сеток не стыкуются.

Надпорная арматура неразрезных многопролетных плит, опертых по контуру, при плоских сетках в пролете конструируется аналогично надпорной арматуре балочных плит (см. рис. XI.23, в). Армирование может осуществляться также с применением типовых рулонных сеток с продольной рабочей арматурой, раскатываемых во взаимно перпендикулярном направлении.

В первом пролете многопролетных плит изгибающий момент больше, чем в средних, поэтому поверх основных сеток укладывают дополнительные рулонные сетки (рис. XI.29, б) или дополнительные плоские сетки (рис. XI.29, в).

Плиты, опертые по контуру, рассчитывают кинематическим способом метода предельного равновесия. Плита в предельном равновесии рассматривается как система плоских звеньев, соединенных друг с другом по линиям излома пластическими шарнирами, возникающими в пролете приблизительно по биссектрисам углов и на опорах вдоль балок (рис. XI.30, в). Изгибающие моменты плиты M зависят от площади арматуры A_s , пересеченной пластическим шарниром, и определяются на 1 м ширины плиты по формуле $M = R_s A_s z_b$.

При различных способах армирования плит, опертых по контуру, составляют уравнение работ внешних и внутренних сил на перемещениях в предельном равновесии и определяют изгибающие моменты от равномерно распределенной нагрузки.

Панель плиты в общем случае испытывает действие пролетных M_1, M_2 и опорных моментов $M_I, M'_I, M_{II}, M'_{II}$ (рис. XI.30, б). В предельном равновесии плита под нагрузкой провисает, и ее плоская поверхность превращается в поверхность пирамиды, гранями которой служат треугольные и трапециевидные звенья. Высотой пирамиды будет максимальный прогиб плиты f , угол поворота звеньев

$$\varphi = \operatorname{tg} \varphi = 2f/l_i. \quad (\text{XI.36})$$

Внешняя нагрузка в связи с провисанием плиты перемещается и совершает работу, равную произведению

интенсивности нагрузки q на объем фигуры перемещения:

$$A_q = qV = \frac{ql_1(3l_2 - l_1)}{6}, \quad (\text{XI.37})$$

где $q = g + v$.

При этом работа внутренних сил определяется работой изгибающих моментов на соответствующих углах поворота (см. рис. XI.30, в)

$$A_M = \Sigma M\varphi = (2\varphi M_1 + \varphi M_1 + \varphi M'_1) l_2 + (2\varphi M_2 + \varphi M_{II} + \varphi M'_{II}) l_1. \quad (\text{XI.38})$$

Из условия равенства работ внешних и внутренних сил $A_q = A_M$ приравняем формулы (XI.37) и (XI.38), а угол поворота φ заменим его значением по формуле (XI.36). Тогда

$$\frac{ql_1^2}{12} (3l_2 - l_1) = l_2 (2M_1 + M_1 + M'_1) + l_1 (2M_2 + M_{II} + M'_{II}). \quad (\text{XI.39})$$

Если одна из нижних сеток плиты не доходит до опоры на $1/4 l$, площадь нижней рабочей арматуры, пересеченной линейным пластическим шарниром в краевой полосе, будет вдвое меньше и формула (XI.39) принимает вид

$$\frac{ql}{12} (3l_2 + l_1) = l_2 (2M_1 + M_1 + M'_1) + l_1 \left(\frac{3}{2} M_2 - \frac{1}{2} M_1 + M_{II} + M'_{II} \right). \quad (\text{XI.40})$$

В правые части уравнений (XI.39) — (XI.40) входят расчетные моменты на единицу ширины плиты: два пролетных момента M_1, M_2 и четыре опорных момента $M_1, M'_1, M_{II}, M'_{II}$. Пользуясь рекомендуемыми соотношениями между расчетными моментами, согласно табл. XI.2, задачу сводят к одному неизвестному.

Таблица XI.2. Соотношения между расчетными моментами в плитах, опертых по контуру

l_2/l_1	M_2/M_1	M_1/M_1 и M'_1/M_1	M_{II}/M_1 и M'_{II}/M_1
1—1,5 1,5—2	0,2—1 0,15—0,5	1,3—2,5 1—2	1,3—2,5 0,2—0,75

Если плита имеет один или несколько свободно опертых краев, то соответствующие опорные моменты в уравнениях (XI.39) и (XI.40) принимают равными нулю.

Расчетные пролеты l_1 и l_2 принимают равными расстоянию (в свету) между балками или расстоянию от оси опоры на стене до грани балки (при свободном опирании).

В плитах, окаймленных по всему контуру монолитно-связанными с ним балками, в предельном равновесии возникают распоры, повышающие их несущую способность. Поэтому при подборе сечений арматуры плит изгибающие моменты, определенные расчетом, следует уменьшить: в сечениях средних пролетов и у средних опор — на 20 %; в сечениях первых пролетов и первых промежуточных опор при $l_k/l < 1,5$ — на 20 % и при $1,5 \leq l_k/l \leq 2$ — на 10 %, где l — расчетный пролет плиты в направлении, перпендикулярном краю перекрытия; l_k — расчетный пролет плиты в направлении, параллельном краю перекрытия.

Сечение арматуры плит подбирают как для прямоугольных сечений. Рабочую арматуру в направлении меньшего пролета располагают ниже арматуры, идущей в направлении большего пролета. В соответствии с таким расположением арматуры рабочая высота сечения плиты для каждого направления различна и будет отличаться на размер диаметра арматуры.

3. Расчет и конструирование балок

Нагрузка от плиты на балки передается по грузовым площадям в виде треугольников или трапеций (рис. XI.31, а).

Для определения этой нагрузки проводят биссектрисы углов панели до их пересечения (рис. XI.31, б). Произведение нагрузки $g+v$ (на 1 м²) на соответствующую грузовую площадь даст полную нагрузку на пролет балки, загруженной с двух сторон панелями:

для балки пролетом l_1

$$R_1 = \frac{(g+v) l_1^2}{2}; \quad (\text{XI.41})$$

для балки пролетом l_2

$$R_2 = \frac{(g+v) l_1 (2l_2 - l_1)}{2}. \quad (\text{XI.42})$$

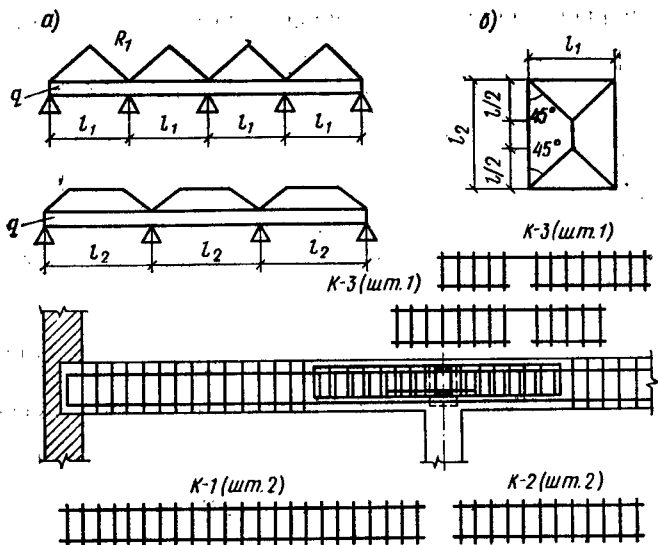


Рис. XI.31. Расчетные схемы и армирование балок ребристых перекрытий с плитами, опертыми по контуру

В свободно лежащей балке изгибающие моменты от такой нагрузки соответственно будут

$$M_1 = \frac{(g + v) l_1^3}{12}; \quad (\text{XI.43})$$

$$M_2 = \frac{(g + v) l_1 (3l_2^2 - l_1^2)}{24}. \quad (\text{XI.44})$$

Кроме того, следует учесть равномерно распределенную нагрузку q от собственного веса балки и части перекрытия с временной нагрузкой на ней, определяемой по грузовой полосе, равной ширине балки b .

Расчетные пролеты балок принимают равными расстоянию в свету между колоннами или расстоянию от оси опоры на стене (при свободном опирании) до грани первой колонны. Для упрощения принимают расчетный пролет балки равным пролету плиты в свету между ребрами (с некоторой погрешностью в сторону увеличения расчетного пролета балки).

Изгибающие моменты с учетом перераспределения составляют:

в первом пролете и на первой промежуточной опоре

$$M = 0,7M_0 + (ql^2/11); \quad (XI.45)$$

в средних пролетах и на средних опорах

$$M = 0,5M_0 + (ql^2/16), \quad (XI.46)$$

где M_0 определяют по формулам (XI.43) и (XI.44).

В трехпролетной балке момент в среднем пролете следует принимать не менее момента защемленной балки

$$M = 0,4M_0 + (ql^2/24). \quad (XI.47)$$

Порядок подбора сечения и принцип армирования балки такие же, как главной балки ребристого перекрытия с балочными плитами. На опорах балки армируют седловидными каркасами (рис. XI.31, в), что позволяет осуществить независимое армирование в пересечениях на колоннах.

§ XI.5. БАЛОЧНЫЕ СБОРНО-МОНОЛИТНЫЕ ПЕРЕКРЫТИЯ

1. Сущность сборно-монолитной конструкции

Сборно-монолитная конструкция перекрытия состоит из сборных элементов и монолитных частей, бетонированных непосредственно на площадке. Затвердевший бетон этих монолитных участков связывает конструкцию в единую совместно работающую систему.

Сборные элементы перекрытия служат остовом для монолитного бетона и в них размещена основная, чаще всего напрягаемая арматура. Дополнительную арматуру при монтаже можно укладывать на остов из сборных элементов. Сборные элементы изготовляют из бетона относительно высоких классов, бетон же монолитных участков может быть класса В15.

Работа сборно-монолитной конструкции характеризуется тем, что деформации монолитного бетона следуют за деформациями бетона сборных элементов, и трещины в монолитном бетоне не могут развиваться до тех пор, пока они не появятся в предварительно напряженном бетоне сборных элементов. Опыты показали, что совместная работа сборных предварительно напряженных элементов и монолитных частей возможна и при бетонах на пористых заполнителях.

Следует учитывать, что применение сборно-монолит-

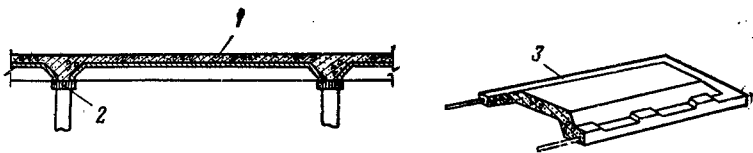


Рис. XI.32. Сборно-монолитные перекрытия

1 — монолитный бетон; 2 — предварительно напряженная железобетонная доска; 3 — сборный элемент

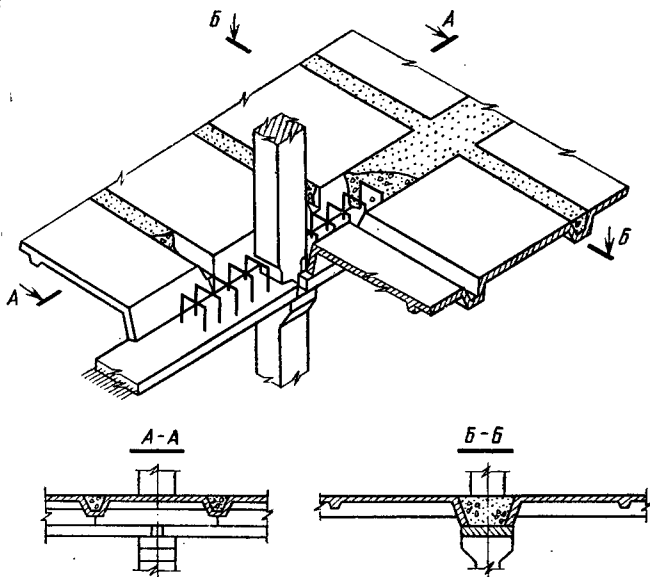


Рис. XI.33. Ребристые сборно-монолитные перекрытия с остовом из железобетонных панелей

ной конструкции требует организации на площадке двух процессов производства работ с различной технологией и применением различных механизмов: монтаж сборных элементов и бетонирование монолитных участков. Поэтому их применение требует соответствующего обоснования.

2. Конструкции сборно-монолитных перекрытий

При пролетах до 9 м возможны перекрытия с предварительно напряженными элементами, которые имеют вид железобетонной доски и служат остовом растянутой

зоны балки, снабженной арматурой (рис. XI.32). На эти элементы устанавливают корытной формы армированные элементы, а по ним, как по опалубной форме, укладывают монолитный бетон. В неразрезных перекрытиях описанного типа над опорами устанавливают дополнительную арматуру.

Конструкция сборно-монолитного перекрытия, в котором объем монолитного бетона составляет 30 % общего бетона в перекрытии (рис. XI.33), образована из сборных предварительно напряженных досок и панелей корытной формы.

Бетон замоноличивания укладывают в пазы, образованные между боковыми гранями смежных панелей. Неразрезность главной и второстепенных балок достигается укладкой на монтаже опорной арматуры. Для лучшей связи между сборным и монолитным бетоном из железобетонной доски — днища главной балки — выпущены хомуты.

Сборно-монолитные ребристые перекрытия рассчитывают с учетом перераспределения моментов, что дает возможность уменьшить количество опорной арматуры, укладываемой на монтаже. Возможность выравнивания моментов для неразрезных сборно-монолитных элементов проверена специальными опытами.

§ XI.6. БЕЗБАЛОЧНЫЕ ПЕРЕКРЫТИЯ

1. Безбалочные сборные перекрытия

Безбалочное сборное перекрытие представляет собой систему сборных панелей, опертых непосредственно на капители колонн (рис. XI.34). Основное конструктивное назначение капителей в том, чтобы обеспечить жесткое сопряжение перекрытия с колоннами, уменьшить размер расчетных пролетов панелей и создать опору для панелей. Сетка колонн обычно квадратная размером 6×6 м.

Преимущество безбалочных панельных перекрытий в сравнении с балочными — в лучшем использовании объема помещений из-за отсутствия выступающих ребер, облегчении устройства различных производственных провадок и коммуникаций. Благодаря меньшей конструктивной высоте безбалочного перекрытия уменьшается общая высота многоэтажного здания и сокращается расход стеновых материалов.

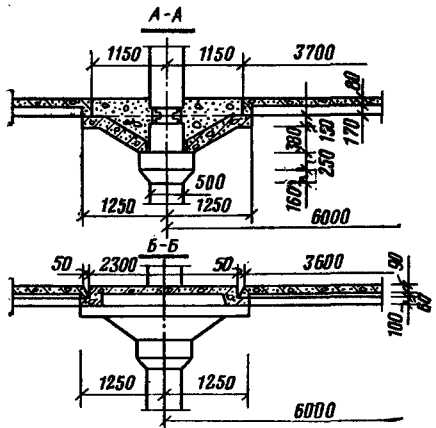
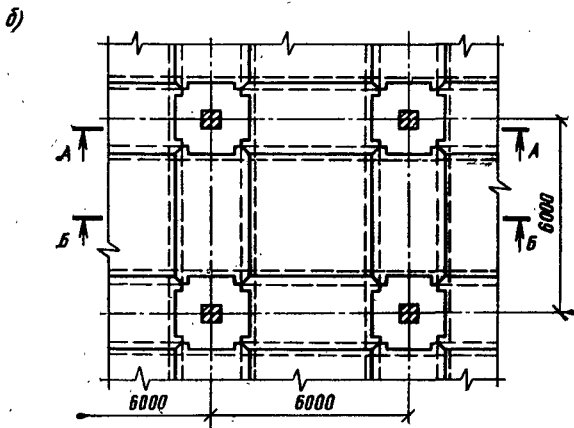
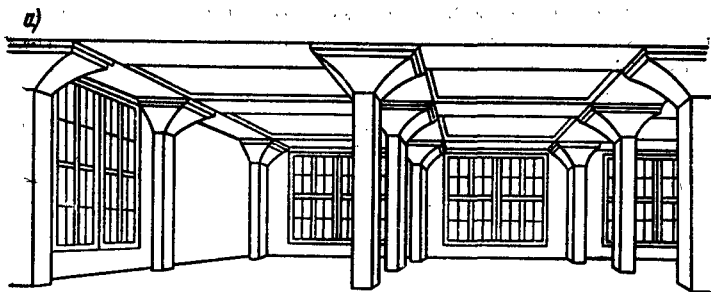


Рис. XI.34. Конструкция безбалочного сборного перекрытия с ребристыми панелями
 а — общий вид; б — конструктивный план и разрезы

Для многоэтажных складов, холодильников, мясокомбинатов, а также для других производственных зданий большими временными нагрузками применяют преимущественно безбалочные панельные перекрытия. При временных нагрузках на перекрытия 10 кН/м^2 и более безбалочные панельные перекрытия экономичнее балочных.

Конструкция сборного безбалочного перекрытия состоит из трех основных элементов: капители, надколонной панели и пролетной панели. Капитель опирается на уширения колонны и воспринимает нагрузку от надколонных панелей, идущих в двух взаимно перпендикулярных направлениях и работающих как балки. В целях создания неразрезности надколонные панели закрепляют сверху сваркой закладных деталей. Пролетная панель опирается по четырем сторонам на надколонные панели, имеющие полки, и работает на изгиб в двух направлениях как плита, опертая по контуру. После сварки закладных деталей панели в сопряжениях замоноличивают.

Безбалочное сборное перекрытие работает подобно ребристому перекрытию с плитами, опертыми по контуру, в котором надколонные панели выполняют роль широких балок. Панели перекрытий выполняют ребристыми (см. рис. XI.34) или пустотными (рис. XI.35), а капители — полыми или сплошными. Колонны имеют поэтажную разрезку.

Экспериментальные исследования безбалочных перекрытий показали, что надколонные панели в поперечном направлении обладают небольшой деформативностью, и продольная рабочая арматура может в них располагаться по всему поперечному сечению равномерно.

Пролетный момент квадратной панели определяют с учетом частичного закрепления в контурных ребрах и с учетом податливости опорного контура. Опорные и пролетные моменты надколонных панелей определяют как для неразрезной балки с учетом перераспределения моментов.

$$M_{\text{оп}} = M_{\text{пр}} = ql^2/16; \quad (\text{XI.48})$$

здесь q равномерно распределенная приведенная нагрузка на 1 м длины надколонной панели.

Расчетный пролет надколонных панелей принимают равным расстоянию в свету между краями капители, умноженному на 1,05.

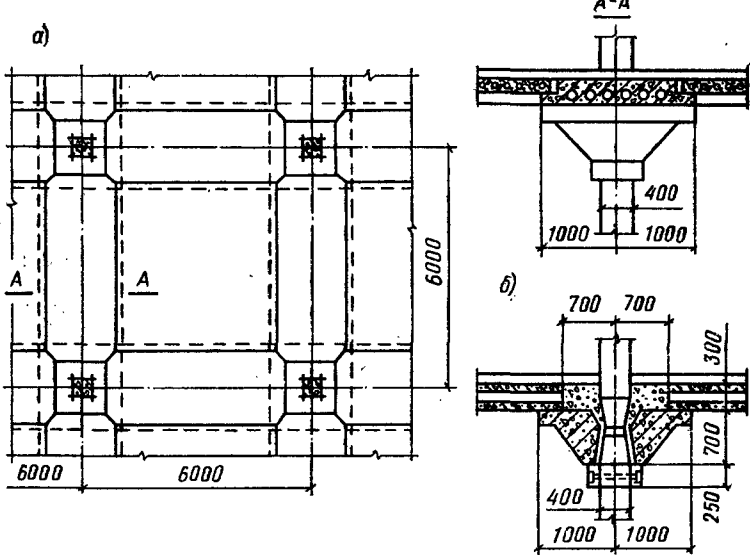


Рис. XI.35. Конструкция безбалочного сборного перекрытия с пустотными панелями

a — конструктивный план и разрез; *б* — детали капители

Капители рассчитывают в обоих направлениях на нагрузку от опорных давлений и моментов надколонных плит. Расчетную арматуру укладывают по верху капители, стенки капителей армируют конструктивно. Кроме того, капители рассчитывают на монтажную нагрузку как консоли.

Колонны каркаса рассчитывают на действие продольной сжимающей силы N от нагрузки на вышележащих этажах и на действие изгибающего момента M от одной-сторонней временной нагрузки на перекрытии.

2. Безбалочные монолитные перекрытия

Безбалочное монолитное перекрытие представляет собой сплошную плиту, опертую непосредственно из колонны с капителями (рис. XI.36, *a*). Устройство капителей вызывается конструктивными соображениями, с тем чтобы: *a*) создать достаточную жесткость в месте сопряжения монолитной плиты с колонной; *б*) обеспечить

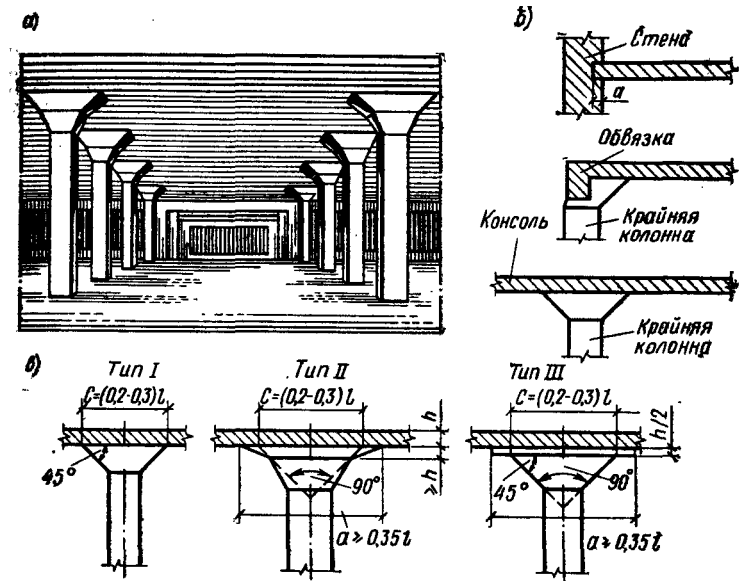


Рис. XI.36. Конструкция безбалочного монолитного перекрытия
 а — общий вид; б — деталь опирания плиты по наружному контуру здания; в — то же, на капители колонн

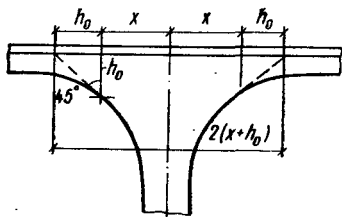


Рис. XI.37. К определению размеров капители

прочность плиты на продавливание по периметру капители; в) уменьшить расчетный пролет безбалочной плиты и более равномерно распределить моменты по ее ширине.

Безбалочные перекрытия проектируют с квадратной или прямоугольной равнопролетной сеткой колонн. Отношение большего пролета к меньшему при прямоугольной сетке ограничивается отношением $l_2/l_1 \leq 1,5$. Рациональная квадратная сетка колонн 6×6 м. По контуру здания безбалочная плита может опираться на несущие стены, контурные обвязки или консольно выступать за капители крайних колонн (рис. XI.36, б).

Для опирания безбалочной плиты на колонны в производственных зданиях применяют капители трех типов

(рис. XI.36, в): тип I — при легких нагрузках; типа II и III — при тяжелых нагрузках. Во всех трех типах капителей размер между пересечениями направлений скосов с нижней поверхностью плиты принят исходя из распределения опорного давления в бетоне под углом 45° . Этот размер принимают $c = (0,2 \dots 0,3) l$. Размеры и очертание капителей должны быть подобраны так, чтобы исключить продавливание безбалочной плиты по периметру капители. Для этого на любом расстоянии x и соответственно y от оси колонны (рис. XI.37) должно быть соблюдено условие прочности

$$Q \leq R_{b,t} b h_0,$$

$$\text{где } Q = q [l_1 l_2 - 4(x + h_0)(y + h_0)]; \quad (\text{XI.49})$$

$$b = 4(x + y + h_0), \quad (\text{XI.50})$$

при квадратных капителях $x = y$.

Толщину монолитной безбалочной плиты находят из условия достаточной ее жесткости $h = (1/32 \dots 1/35) l_2$ (где l_2 — размер большого пролета при прямоугольной сетке колонн); для безбалочной плиты из бетона на пористых заполнителях $h = (1/27 \dots 1/30) l_2$.

Безбалочное перекрытие рассчитывают по методу предельного равновесия. Экспериментально установлено, что для безбалочной плиты опасными (расчетными) загрузками являются: полосовая нагрузка через пролет и сплошная по всей площади. При этих загрузках возможны две схемы расположения линейных пластических шарниров плиты.

При *полосовой нагрузке* в предельном равновесии образуются три линейных пластических шарнира, соединяющих звенья в местах излома (рис. XI.38, а). В пролете пластический шарнир образуется по оси нагруженных панелей, и трещины раскрываются вниз. У опор пластические шарниры отстоят от осей колонн на расстоянии c_1 , зависящем от формы и размеров капителей, трещины раскрываются вверх. В крайних панелях при свободном опирании на стену по наружному краю образуются всего два линейных шарнира — один в пролете и один у опоры вблизи первого промежуточного ряда колонн.

При *сплошном нагружении* безбалочного перекрытия в средних панелях возникают взаимно перпендикулярные и параллельные рядам колонн линейные пластические шарниры с раскрытием трещин вниз; при этом каждая

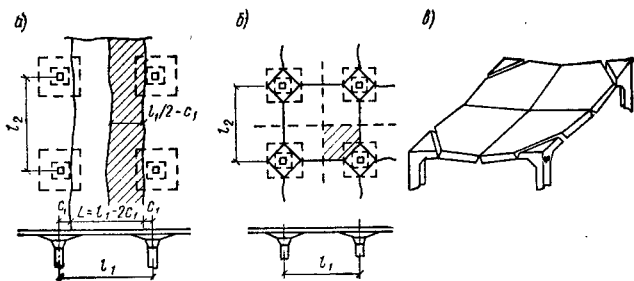


Рис. XI.38. К расчету безбалочного перекрытия по методу предельного равновесия

панель делится пластическими шарнирами на четыре звена, вращающихся вокруг опорных линейных пластических шарниров, оси которых расположены в зоне капителей обычно под углом 45° к рядам колонн (рис. XI.38, б, в). В средних панелях над опорными пластическими шарнирами трещины раскрываются только сверху, а по линиям колонн прорезают всю толщину плиты. В крайних панелях схема образования линейных пластических шарниров изменяется в зависимости от конструкции опор (свободное опирание на стену, наличие полукапителей на колоннах и окаймляющих балок и т. п.).

При загрузке полосовой нагрузкой для случая излома отдельной полосы с образованием двух звеньев, соединенных тремя линейными шарнирами, среднюю панель рассчитывают из условия, что суммы опорного и пролетного моментов, воспринимаемых сечением плиты в пластических шарнирах $M_{sup} = R_s A_{s.sup} z_{sup}$ и $M_l = R_s A_{s.l} z_l$, равны балочному моменту плиты шириной l_2 и пролетом $l_1 - 2c_1$, т. е.

$$\frac{ql_2(l_1 - 2c_1)^2}{8} \leq R_s (A_{s.sup} z_{sup} + A_{s.l} z_l). \quad (XI.51)$$

Так же в другом направлении плиты:

$$\frac{ql_1(l_2 - 2c_2)^2}{8} \leq R_s (A_{s.sup} z_{sup} + A_{s.l} z_l); \quad (XI.52)$$

здесь q суммарная нагрузка на 1 м^2 плиты; c_1, c_2 — расстояние от опорных пластических шарниров до оси ближайших к ним рядов колонн в направлениях l_1 и l_2 ; $A_{s.sup}$ — площадь сечения арматуры в опорном пластическом шарнире в пределах одной панели; $A_{s.l}$ — площадь сечения арматуры в пролетном пластическом шарнире в преде-

лах одной панели; z_{sup} и z_l — плечо внутренней пары в опорном и пролетном пластических шарнирах.

Введем обозначения $\theta_{sup} = A_{s, sup} / A_{s1}$ и $\theta_l = A_l / A_{s1}$ для коэффициентов, характеризующих соотношение между площадью арматуры в опорных и пролетных сечениях, где $A_{s1} = A_{s, sup} + A_{s, l}$ — суммарная площадь сечения арматуры.

Подставляя θ_{sup} и θ_l в условие (XI.51), получим

$$\frac{q l^2 (l_1 - 2c_1)^2}{8} \leq R_s A_{s1} z_l \left(\theta_{sup} \frac{z_{sup}}{z_l} + \theta_l \right). \quad (XI.53)$$

При сплошном загрузении квадратной панели, одинаково армированной в обоих направлениях $A_s = A_{s1} = A_{s2}$, условие прочности

$$\frac{q l^2}{8} \left[1 - 2 \frac{c}{l} + \frac{4}{3} \left(\frac{c}{l} \right)^3 \right] \leq R_s A_s z_l \left(\theta_{sup} \frac{z_{sup}}{z_l} + \theta_l \right), \quad (XI.54)$$

где c — катет прямоугольного треугольника, отламывающегося от четверти панели.

При расчете средних панелей рекомендуется принимать $\theta_{sup} = 0,5 \dots 0,67$; $\theta_l = 0,5 \dots 0,33$; c_1/l_1 и c_2/l_2 — в пределах $0,08 - 0,12$.

При расчете крайних панелей в зависимости от способа опирания безбалочной плиты по контуру рассматривают несколько возможных схем излома.

Монолитная безбалочная плита армируется рулонными или плоскими сварными сетками. Пролетные моменты воспринимаются сетками, уложенными внизу, а опорные моменты — сетками, уложенными сверху.

Применяемые для армирования безбалочной плиты узкие сетки с продольной рабочей арматурой на участках, где растягивающие усилия возникают в двух направлениях, укладывают в два слоя по двум взаимно перпендикулярным направлениям (рис. XI.39).

Вблизи колонн верхние сетки раздвигают либо в сетках устраивают отверстия с установкой дополнительных стержней, компенсирующих прерванную арматуру.

Капители колонн армируют по конструктивным соображениям, главным образом для восприятия усадочных и температурных усилий (рис. XI.40).

3. Безбалочные сборно-монолитные перекрытия

В безбалочных сборно-монолитных перекрытиях остоном для монолитного бетона служат сборные элементы — надколонные и пролетные панели (рис. XI.41).

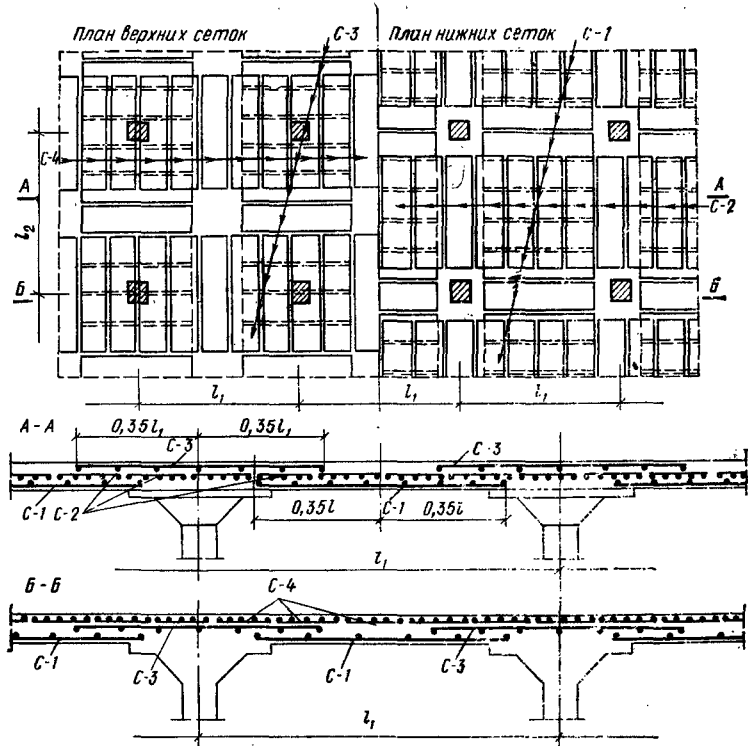


Рис. XI.39. Армирование безбалочного перекрытия узкими сетками

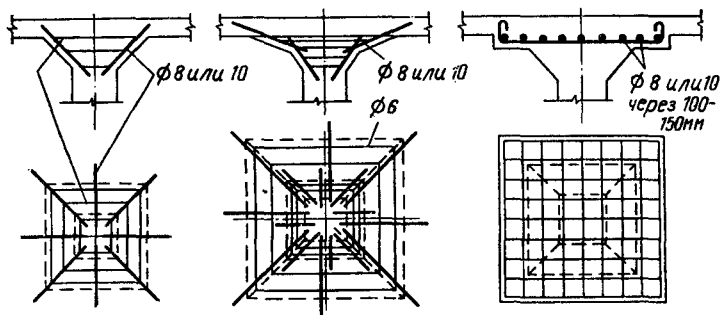


Рис. XI.40. Армирование капителей колонн

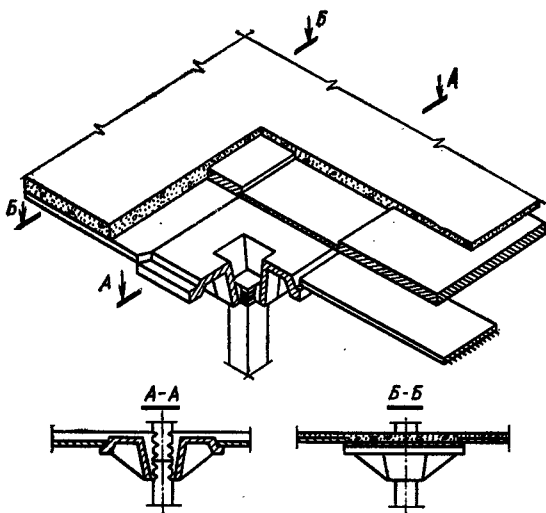


Рис. XI.41. Конструкция безбалочного сборно-монолитного перекрытия

Одно из возможных решений в том, что капители на монтаже временно крепят к колоннам съёмными хомутами. Связь между колонной и капителью создается после замоноличивания перекрытия и образования бетонных шпонок на поверхности колонны.

На капителях колонн в двух взаимно перпендикулярных направлениях уложены надколонные плиты толщиной 5—6 см; в центре — пролетная плита такой же толщины, опертая по контуру. Сборные плиты предварительно напряженные, армированные высокопрочной арматурой.

Сборный остов перекрытия замоноличен слоями бетона толщиной 4—5 см по пролетной плите и 9—10 см по надколонным плитам. В целях создания неразрезности в местах действия опорных моментов уложена верхняя арматура в виде сварных сеток. В этом перекрытии объем монолитного бетона составляет около 50% общего бетона перекрытия.

Общий расход бетона и арматуры сборно-монолитных или монолитных безбалочных перекрытий превышает соответствующий расход для сборных безбалочных перекрытий, выполненных из ребристых или пустотных панелей.

§ XII.1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

В строительстве инженерных сооружений, промышленных и гражданских зданий широко применяют железобетонные фундаменты. Они бывают трех типов (рис. XII.1): *отдельные* (под каждой колонной), *ленточные* (под рядами колонн в одном или двух направлениях, а также под несущими стенами), *сплошные* (под всем сооружением). Фундаменты возводят чаще всего на естественных основаниях (они преимущественно и рассматриваются здесь), но могут быть и на сваях; тогда группа свай, объединенная по верхней их части распределительной железобетонной плитой — *ростверком*, образует *свайный фундамент*.

Отдельные фундаменты устраивают при относительно небольших нагрузках и достаточно редком размещении колонн.

Ленточные фундаменты под рядами колонн делают тогда, когда подошвы отдельных фундаментов близко подходят друг к другу, что обычно бывает при слабых грунтах и больших нагрузках. Целесообразно применять ленточные фундаменты при неоднородных грунтах и внешних нагрузках, различных по величине, так как ленточные фундаменты выравнивают неравномерные осадки основания.

Если несущая способность ленточных фундаментов недостаточна или деформации основания под ними более допустимых, то устраивают сплошные фундаменты. Они в еще большей мере выравнивают осадки основания. Эти фундаменты применяют при слабых и неоднородных грунтах, а также при значительных и неравномерно распределенных нагрузках.

Стоимость фундаментов составляет 4—6 % общей стоимости здания. Тщательной проработкой конструкции фундаментов можно достичь ощутимого экономического эффекта. Для крупных сооружений конструкцию фундаментов выбирают из сопоставления стоимости, расхода материалов и трудовых затрат при различных вариантах конструктивных решений.

По способу изготовления фундаменты бывают сборные и монолитные.

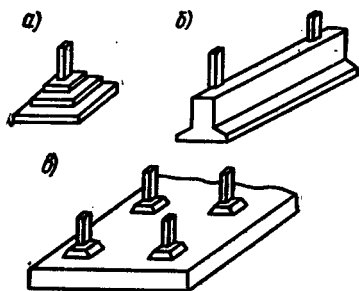


Рис. XII.1. Типы железобетонных фундаментов
 а — отдельный; б — ленточный;
 в — сплошной

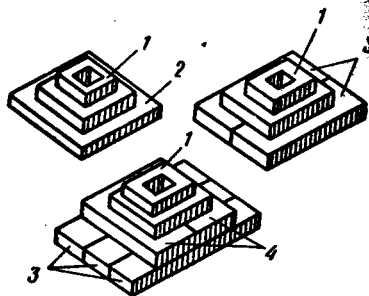
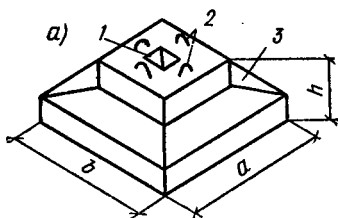


Рис. XII.3. Составные железобетонные фундаменты
 1 — подколонник; 2 — фундаментная плита цельная; 3 — то же, блочная; 4 — подколонные блоки



$a = 1300 \dots 2100$
 $b = 1300 \dots 2100$
 $h = 600, 900, \dots$
 a, b, h принимаются кратными 300

$$a_1 \begin{cases} \geq 0,75d_1 \\ \geq 200 \text{ мм} \end{cases}$$

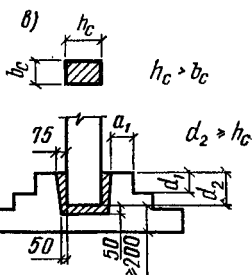
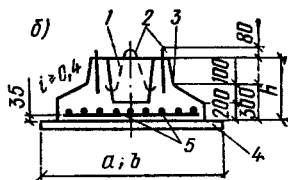


Рис. XII.2. Сборные цельные железобетонные фундаменты колонн
 а — общий вид; б — сечение; в — сопряжение сборной колонны с фундаментом; 1 — гнездо колонны; 2 — петли; 3 — фундамент; 4 — подготовка; 5 — сварная сетка

1. Конструкции сборных фундаментов

В зависимости от размеров сборные фундаменты колонн делают цельными и составными. Размеры сборных цельных фундаментов (рис. XII.2) относительно невелики. Их выполняют из тяжелых бетонов классов В15—В25, устанавливают на песчано-гравийную уплотненную подготовку толщиной 10 см. В фундаментах предусматривают арматуру, располагаемую по подошве в виде сварных сеток. Минимальная толщина защитного слоя арматуры принимается 35 мм. Если под фундаментом нет подготовки, то защитный слой делают не менее 70 мм.

Сборные колонны заделывают в специальные гнезда (стаканы) фундаментов. Глубину заделки d_2 принимают равной (1—1,5) большего размера поперечного сечения колонн (рис. XII.2, в). Толщина нижней плиты гнезда должна быть не менее 200 мм. Зазоры между колонной и стенками стакана должны быть: понизу не менее 50 мм, поверху не менее 75 мм. При монтаже колонну устанавливают в гнезда с помощью подкладок и клиньев или кондуктора и рихтуют, после чего зазоры заполняют бетоном класса В17,5 на мелком заполнителе.

Сборные фундаменты больших размеров могут выполняться составными из нескольких монтажных блоков (рис. XII.3). На них расходуется больше материалов, чем на цельные. При значительных моментах и горизонтальных распорах блоки составных фундаментов необходимо соединять между собой выпусками, анкерами, сваркой закладных деталей и т. п.

2. Конструкции монолитных фундаментов

Монолитные отдельные фундаменты устраивают под сборные и монолитные каркасы зданий и сооружений. Типовые конструкции монолитных фундаментов, сопрягаемых со сборными колоннами, разработаны (серии рабочих чертежей 1.412-1 и 1.412-2) под унифицированные размеры (кратные 300 мм): для подошвы от $1,5 \times 1,5$ до $6 \times 5,4$ м и высоты фундамента 1,5; 1,8; 2,4; 3; 3,6 и 4,2 м (рис. XII.4). В фундаментах приняты удли-

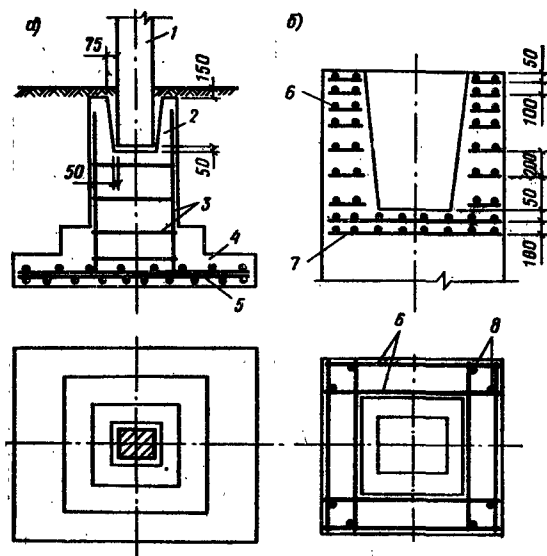


Рис. XII.4. Конструкция монолитного отдельного фундамента, сопрягаемого со сборной колонной

a — общий вид и схема армирования; *б* — схема армирования подколоонника; 1 — сборная колонна; 2 — подколоонник; 3 — каркас подколоонника; 4 — фундаментная плита; 5 — арматурные сетки фундаментной плиты; 6 — сварные сетки стакана; 7 — сетки косвенного армирования дна стакана; 8 — вертикальные стержни каркаса подколоонника

ненный подколоонник, армированный пространственным каркасом, фундаментная плита с отношением размера вылета к толщине до 1:2, армированная двойной сварной сеткой, высоко размещенный армированный подколоонник.

Типы монолитных фундаментов, сопрягаемых с монолитными колоннами, установившиеся в практике, приведены на рис. XII.5. По форме они бывают ступенчатыми и пирамидальными; ступенчатые по устройству опалубки проще. Общая высота фундамента h принимается такой, чтобы не требовалось его армирования хомутами и отгибами. Давление от колонн в фундаменте передается, отклоняясь от вертикали в пределах 45° . Этим руководствуются при назначении размеров верхних ступеней фундамента (рис. XII.5, *в*).

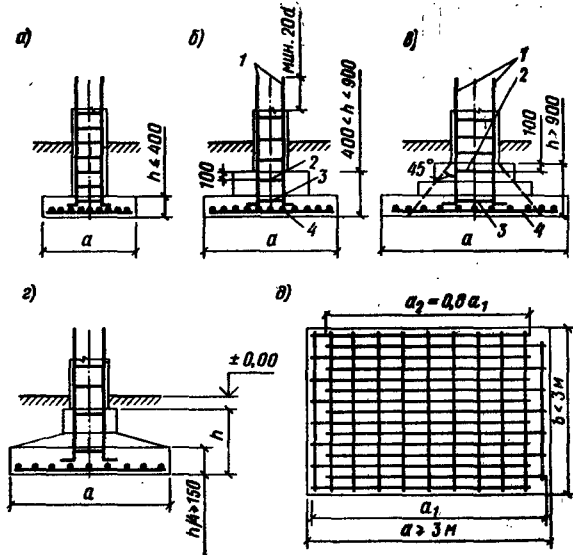


Рис. XII.5. Монолитные железобетонные отдельные фундаменты

а — одноступенчатый; *б* — двухступенчатый; *в* — трехступенчатый; *г* — пирамидальный; *д* — армирование фундамента по подошве нестандартными сварными сетками; 1 — выпуски каркасов; 2 — второй хомут каркаса; 3 — первый хомут каркаса; 4 — сварные сетки

Монолитные фундаменты, как и сборные, армируют сварными сетками только по подошве. При размерах стороны подошвы более 3 м в целях экономии стали можно применять нестандартные сварные сетки, в которых половину стержней не доводят до конца на $\frac{1}{10}$ длины (рис. XII.5, *д*).

Для связи с монолитной колонной из фундамента выпускают арматуру с площадью сечения, равной расчетному сечению арматуры колонны у обреза фундамента. В пределах фундамента выпуски соединяют в каркас хомутами и устанавливают на бетонные или кирпичные прокладки.

Длина выпусков из фундаментов должна быть достаточной для устройства стыка арматуры согласно требованиям, указанным в § 1.3. Стыки выпусков делают выше уровня пола. Арматуру колонн можно соединять с выпусками внахлестку без сварки по общим правилам конструирования таких стыков. В колоннах центрально-

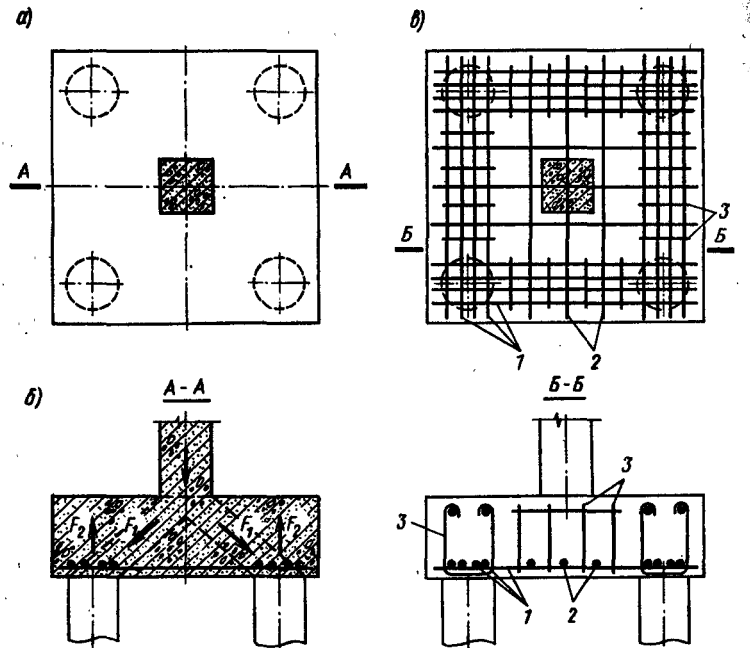


Рис. XII.6. Растворы отдельной опоры

a — план; *б* — схема внутренних усилий; *в* — схема армирования; 1 — арматурные контурные пояса для восприятия распора; 2 — арматура центральной зоны ростверка; 3 — хомуты контурных поясов

сжатых или внецентренно сжатых при малых эксцентриситетах арматуру соединяют с выпусками в одном месте; в колоннах внецентренно сжатых при больших эксцентриситетах — не менее чем в двух уровнях с каждой стороны колонны. Если при этом на одной стороне сечения колонны находится три стержня, то первым соединяют средний.

Арматуру колонн с выпусками лучше соединять дуговой сваркой. Конструкция стыка должна быть удобной для монтажа и сварки. Если все сечение армировано лишь четырьмя стержнями, то стыки выполняют только сварными.

В свайных фундаментах ростверки предназначены для передачи давления от опор на сваи. Ростверк представляет жесткую плиту (рис. XII.6), в которой усилия давления F_1 распространяются от опоры во все стороны

в плане. По направлениям от центра опоры в стороны свай эти усилия передаются непосредственно на сваи; в пролете между сваями (рис. XII.6, б) они должны быть уравновешены усилиями F_2 , которые необходимо «подвесить» к сжатой зоне ростверка и таким образом также передать на сваи. В соответствии с этим устанавливается схема армирования ростверка: арматурные контурные пояса сдерживают распор от усилий F_1 , объемлющие их хомуты воспринимают усилия F_2 и анкеруются в бетоне сжатой зоны ростверка; понизу в нейтральной зоне ростверка размещается пролетная растянутая арматура (рис. XII.6, в).

3. Расчет фундаментов

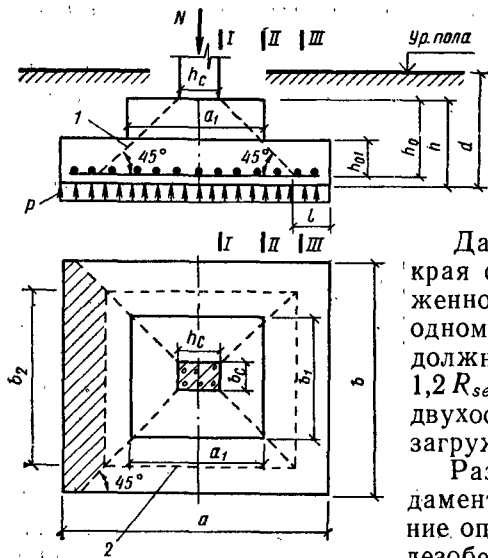
В общем случае размеры подошвы фундаментов назначаются согласно требованиям норм проектирования оснований зданий и сооружений, рассчитывая основания по несущей способности и по деформациям, что излагается в курсе оснований и фундаментов. Предварительное определение размеров подошвы фундаментов зданий классов I и II, а также окончательное их назначение для фундаментов зданий и сооружений классов III и IV при основаниях, сжимаемость которых не увеличивается с глубиной, допускается производить из условия, чтобы среднее давление на основание под подошвой фундамента не превышало давления, вычисляемого по условному давлению R_0 , фиксированному для фундаментов шириной 1 м и глубиной 2 м.

Расчетное давление принимают по результатам инженерно-геологических изысканий площадки строительства и по указаниям норм, где учитывается, что условное расчетное сопротивление основания R_0 зависит от вида и состояния грунта. Окончательные размеры подошвы фундаментов в оговоренных условиях принимают по значению давления на грунт R_{ser} , вычисленному с учетом R_0 , а также принимаемых размеров подошвы фундамента и глубины его заложения.

Опыты показали, что давление по подошве фундамента на основание в общем случае распределяется неравномерно в зависимости от жесткости фундамента, свойств грунта, интенсивности среднего давления. При расчетах условно принимают, что оно распределено равномерно, что для конструкции отдельных фундаментов не имеет существенного значения.

Рис. XII.7. К расчету центрально-нагруженного фундамента

1 — пирамида продавливания; 2 — основные пирамиды продавливания



Давление на грунт у края фундамента, нагруженного внецентренно в одном направлении, не должно превышать $1,2 R_{ser}$, а в углу при двухосном внецентренном нагружении — $1,5 R_{ser}$.

Размеры сечения фундамента и его армирование определяют как в железобетонных элементах

из расчета прочности на усилия, вычисленные при нагрузках и сопротивлении материалов по первой группе предельных состояний.

Центрально-нагруженные фундамента. Необходимая площадь подошвы центрально-загруженного фундамента (рис. XII.7) при предварительном расчете

$$A = ab = N_{ser} / (R_{ser} - \gamma_m d), \quad (\text{XII.1})$$

где N_{ser} — расчетное усилие, передаваемое фундамента; d — глубина заложения фундамента; $\gamma_m = 20 \text{ кН/м}^3$ — усредненная нагрузка от единицы объема фундамента и грунта на его уступах.

Если нет особых требований, то центрально-загруженные фундамента делают квадратными в плане или близкими к этой форме.

Минимальную высоту фундамента с квадратной подошвой определяют условным расчетом его прочности против продавливания в предположении, что продавливание может происходить по поверхности пирамиды, боковые стороны которой начинаются у колонн и наклонены под углом 45° . Это условие выражается формулой (для тяжелых бетонов).

$$P \leq R_{bt} h_0 u_m, \quad (\text{XII.2})$$

где R_{bt} — расчетное сопротивление бетона при растяжении; $u_m = 2(h_k + b_k + 2h_0)$ — среднее арифметическое между периметрами

верхнего и нижнего оснований пирамиды продавливания в пределах полезной высоты фундамента h_0 .

Продавливающая сила принимается согласно расчету по первой группе предельных состояний на уровне верха фундамента, за вычетом давления грунта по площади основания пирамиды продавливания:

$$P = N - A_1 p, \quad (\text{XII.3})$$

где

$$p = N/A; \quad A_1 = (h_c + 2h_0)(b_c + 2h_0).$$

В формуле (XII.3) масса фундамента и грунта на нем не учитывается, так как она в работе фундамента на продавливание не участвует. Полезная высота фундамента может быть вычислена по приближенной формуле, выведенной на основании выражений (XII.2) и (XII.3):

$$h_0 = -0,25(h_c + b_c) + 0,5\sqrt{N/(R_{bt} + p)}. \quad (\text{XII.4})$$

Фундаменты с прямоугольной подошвой рассчитывают на продавливание также по условию (XII.2), принимая

$$\left. \begin{aligned} P &= A_2 p; \\ u_m &= 0,5(b_1 + b_2), \end{aligned} \right\} \quad (\text{XII.5})$$

где A_2 — площадь заштрихованной части подошвы на рис. XII.7; b_1 и b_2 — соответственно верхняя и нижняя стороны одной грани пирамиды продавливания.

Полную высоту фундамента и размеры верхних ступеней назначают с учетом конструктивных требований, указанных выше.

Внешние части фундамента под действием реактивного давления грунта снизу работают подобно изгибаемым консолям, заделанным в массиве фундамента; их рассчитывают в сечениях: *I—I* — по грани колонны, *II—II* — по грани верхней ступени, *III—III* — по границе пирамиды продавливания.

Полезную высоту нижней ступени принимают такой, чтобы она отвечала условию прочности по поперечной силе без поперечного армирования в наклонном сечении, начинающемся в сечении *III—III*. Для единицы ширины этого сечения на основании формулы (III.85) должно быть (при $q_w = 0$)

$$pl = 2h_0 \sqrt{\varphi_{b2} R_{bt} p}, \quad (\text{XII.6})$$

где на основании рис. XII.7

$$l = 0,5 (a - h_c - 2h_0).$$

Кроме того, полезная высота нижней ступени должна быть проверена на прочность против продавливания по условию (XII.2).

Армирование фундамента по подошве определяют расчетом на изгиб по нормальным сечениям I—I и II—II. Значение расчетных изгибающих моментов в этих сечениях

$$\left. \begin{aligned} M_I &= 0,125p (a - h_c)^2 b; \\ M_{II} &= 0,125p (a - a_1)^2 b. \end{aligned} \right\} \quad (\text{XII.7})$$

Сечение рабочей арматуры на всю ширину фундамента можно вычислить, принимая

$$\left. \begin{aligned} A_{sI} &= M_I / 0,9h_0 R_s; \\ A_{sII} &= M_{II} / 0,9h_{01} R_s. \end{aligned} \right\} \quad (\text{XII.8})$$

Содержание арматуры в расчетном сечении должно быть не ниже минимально допустимого процента армирования в изгибаемых элементах.

При прямоугольной подошве сечение арматуры фундамента определяют расчетом в обоих направлениях.

Если в результате окончательного расчета основания фундамента, согласно указаниям норм проектирования оснований, предварительно принятые размеры подошвы необходимо изменить, конструкция фундамента должна быть откорректирована.

Внецентренно нагруженные фундаменты целесообразно делать с прямоугольной подошвой, вытянутой в плоскости действия момента. Предварительно крайевые давления под подошвой фундамента (рис. XII.8) в случае одноосного внецентренного нагружения определяют в предположении линейного распределе-

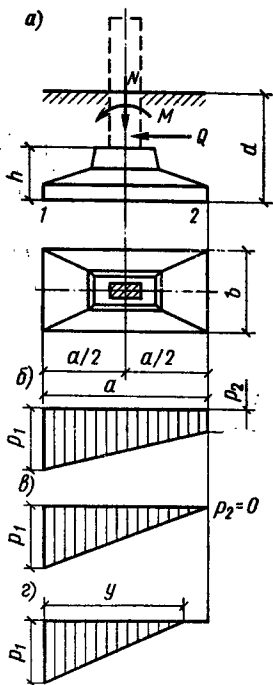


Рис. XII.8. К расчету внецентренно нагруженного фундамента

a — расчетная схема;
б, в, г — эпюры давления

ния давления по грунту в направлении действия момента по формулам:

$$p_{1,2} = N_{inf} (1 \pm 6e/a) / ab, \\ \text{при } e = M_{inf} / N_{inf} \leq a/6; \quad (\text{XII.9})$$

$$p_1 = 2N_{inf} / bl = 2N_{inf} / 3b (0,5a - e), \\ \text{при } e = M_{inf} / N_{inf} > a/6. \quad (\text{XII.10})$$

В этих формулах

$$N_{inf} = N + \gamma_m dab; \quad M_{inf} = M + Qd, \quad (\text{XII.11})$$

где N , M , Q — нормальная сила, изгибающий момент и поперечная сила, действующие в колонне на уровне верха фундамента, соответствующие второй группе предельных состояний; N_{inf} , M_{inf} — соответственно сила и момент на уровне подошвы фундамента.

Согласно нормам, крайевые давления на грунт не должны превышать $1,2 R$, а среднее давление

$$p_m = \frac{N_{inf}}{ab} \leq R_{ser}.$$

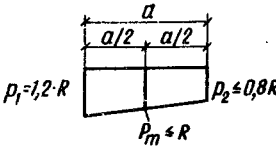

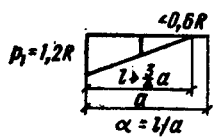
Допустимая степень неравномерности крайевых давлений зависит от характера конструкций, опирающихся на фундамент. В одноэтажных зданиях, оборудованных кранами грузоподъемностью более 75 т, и в открытых эстакадах по опыту проектирования принимают $p_2 \geq 0,25 p_1$ (рис. XII.8, б); в зданиях с кранами грузоподъемностью менее 75 т допустима эпюра давления по рис. XII.8, в; в бескрановых зданиях при расчете на дополнительные сочетания нагрузок возможна эпюра по рис. XII.8, г с исключением из работы не более $1/4$ подошвы фундамента ($l \geq 3/4 a$).

При подборе размеров подошвы фундаментов с учетом перечисленных условий можно пользоваться формулами, приведенными в табл. XII.1.

Конструкцию внецентренно нагруженного фундамента рассчитывают теми же приемами, что и центрально-загруженного. При этом расчете давление на грунт определяют от расчетных усилий без учета массы фундамента и засыпки на нем, т. е. опуская в первой формуле (XII.11) второй член.

Изгибающие моменты, действующие в консольных частях фундамента, можно вычислять, заменяя трапециевидные эпюры давления равновеликими прямоугольниками.

Таблица XII.1. Формулы для определения размеров подошвы отдельных прямоугольных фундаментов, внецентренно нагруженных в одном направлении

№ схемы	Эпюра напряжений под подошвой фундамента	Формулы для определения размеров
1		$a = e_0 (2 + \sqrt{1,055 K - 2,5});$ $K = \frac{N}{(1,2R - \gamma_m d) \beta e_0^2};$ $b = \beta a; \beta < 1$
2		$a = 6e_0 \left(1 - \frac{\gamma_m d}{0,6R}\right);$ $b = \frac{N}{a(0,6R - \gamma_m d)}$
3		$a = 5e_0 \frac{0,6R\alpha - \gamma_m d}{R\alpha(1,5 - \alpha)}$ $b = \frac{N}{a(0,6R\alpha - \gamma_m d)}$

В таблице: β — заданное отношение сторон подошвы; $\gamma_m = 20 \text{ кН/м}^3$ — усредненная нагрузка от единицы объема фундамента с засыпкой грунта на его обрезах; d — глубина заложения фундамента; e_0 — эксцентриситет силы (без учета массы фундамента и засыпки на нем) на уровне подошвы фундамента; значения величин в формулах приняты в тс, м.

§ XII.3. ЛЕНТОЧНЫЕ ФУНДАМЕНТЫ

1. Ленточные фундаменты под несущими стенами

Под несущими стенами ленточные фундаменты делают преимущественно сборными. Они состоят из блоков-подушек и фундаментных блоков (рис. XII.9, а). Блоки-подушки могут быть постоянной и переменной толщины, сплошными, ребристыми, пустотными (рис. XII.9, б). Укладывают их вплотную или с зазорами. Рассчитывают только подушку, выступы которой работают как консоли, загруженные реактивным давлением грунта p (без уче-

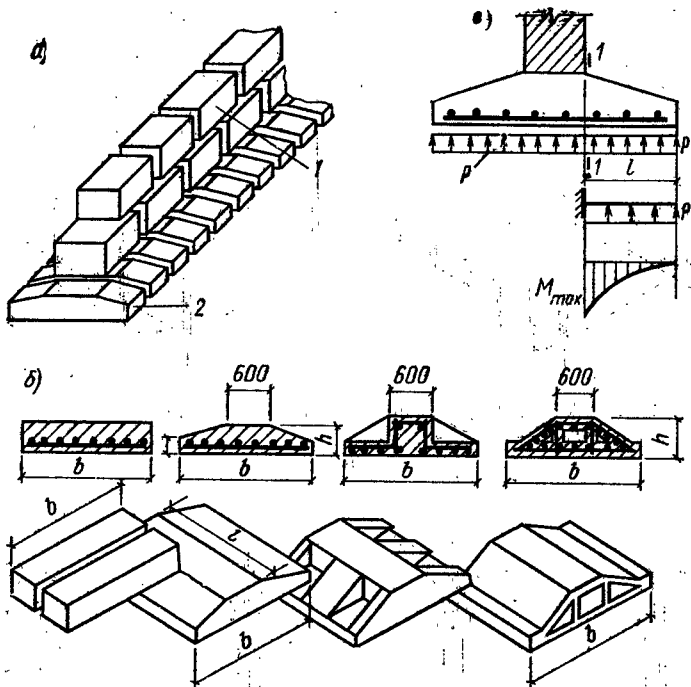


Рис. XII.9. Сборные ленточные фундаменты под стенами

а — общий вид; б — типы; в — к расчету подушки фундамента; 1 — фундаментные блоки; 2 — блокн-подушки

та массы подушки и грунта на ней). Сечение арматуры подушки подбирают по моменту

$$M = 0,5pl^2,$$

где l — вылет консоли (рис. XII.9, в, сечение I—I).

Толщину сплошной подушки h устанавливают по расчету на поперечную силу $Q = pl$, назначая ее такой, чтобы не требовалось постановки поперечной арматуры.

2. Ленточные фундаменты под рядами колонн

Ленточные фундаменты под рядами колонн возводят в виде отдельных лент продольного или поперечного (относительно рядов колонн) направления (рис. XII.10, а) и в виде перекрестных лент (рис. XII.10, б). Ленточные

соты; при больших — переменной с утолщением к ребру. Отдельная фундаментная лента работает в продольном направлении на изгиб как балка, находящаяся под воздействием сосредоточенных нагрузок от колонн сверху и распределенного реактивного давления грунта снизу. Ребра армируют подобно многопролетным балкам. Продольную рабочую арматуру назначают расчетом по нормальным сечениям на действие изгибающих моментов; поперечные стержни (хомуты) и отгибы — расчетом по наклонным сечениям на действие поперечных сил. Для повышения жесткости фундаментов их поперечное сечение подбирают при низких процентах армирования, однако не ниже минимально допустимого по нормам для изгибаемых элементов. При конструировании необходимо предусматривать возможность неравномерного нагружения фундамента в процессе возведения сооружения и неравномерных осадок основания. С этой целью в ребрах устанавливают непрерывную продольную верхнюю и нижнюю арматуру $\mu = 0,2 \dots 0,4 \%$ с каждой стороны.

Ленты армируют сварными или вязаными каркасами (рис. XII.10, в, г). Плоских сварных каркасов в поперечном сечении ребра должно быть не менее двух при ширине ребра $b \leq 400$ мм, не менее трех при $b = 400 \dots 800$ мм и не менее четырех при $b > 800$ мм. Верхние продольные стержни сварных каркасов рекомендуется укреплять на всем протяжении в горизонтальном направлении сварными сетками (корытообразными или плоскими с крюками на концах поперечных стержней), а также в продольном направлении с помощью поперечных стержней в каркасах не реже чем через $20d$ (где d — диаметр продольных стержней).

При армировании ребер вязаными каркасами число вертикальных ветвей хомутов в поперечном сечении должно быть не менее четырех при $b = 400 \dots 800$ мм и не менее шести при $b > 800$ мм. Хомуты должны быть замкнутыми диаметром не менее 8 мм с шагом не более $15d$.

Расстояния между стержнями продольной рабочей арматуры можно назначать по общим правилам; в тяжелых фундаментах для увеличения крупности заполнителя в бетоне эти расстояния следует принимать не менее 100 мм. В расчетное сечение арматуры ленты включают продольные стержни каркасов и сеток. Часть нижних продольных рабочих стержней (до 30 %) может распределяться по всей ширине полки.

На рис. XII.11 показано армирование полок сварными и вязаными сетками (отдельными стержнями). Целесообразно применять широкие сварные сетки с рабочей арматурой в двух направлениях, используя продольные

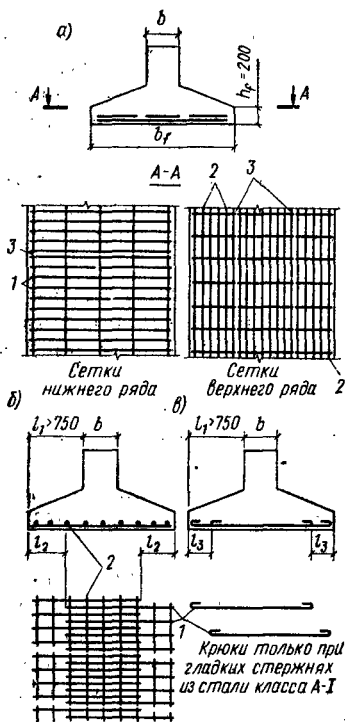


Рис. XII.11. Армирование ленточных фундаментов

a — узкими стандартными сварными сетками; *б* — нестандартными сварными сетками; *в* — вязаными сетками; 1 — рабочие стержни полки; 2 — то же, ленты; 3 — стыки сварных сеток

стержни как арматуру лент, а поперечные — как арматуру полки. Узкие сетки при армировании укладывают в два ряда (рис. XII.11, *a*), размещая в нижнем ряду сетки с рабочей арматурой полки. Сетки укладывают без нахлестки, за исключением верхних, которые в продольном направлении соединяют внахлестку без сварки по правилам соединения сварных сеток в рабочем направлении. При больших вылетах полок (более 750 мм) половина рабочей арматуры может не доводиться до наружного края на расстояние $l_3 = 0,5 \times l_1 - 20d$ (рис. XII.11, *б, в*). Если в полке возможно появление моментов обратного знака, то предусматривают верхнюю арматуру (см. рис. XII.10, *в*, пунктир).

3. Расчет ленточных фундаментов

Общие сведения. В задачу расчета ленточного железобетонного фундамента входит: определение давления грунта по подошве фундамента из расчета его совместного деформирования с

основанием, вычисление внутренних усилий, действующих в фундаменте, установление размеров поперечного сечения ленты и ее необходимого армирования.

Расчет деформаций основания и анализ его результа

тов, по требованиям о допустимой величине абсолютной осадки, средней осадки, относительной неравномерности осадок, крена и других показателей, а также установление значения расчетного давления на основание $R_{сер}$ производят по указаниям норм проектирования оснований зданий и сооружений.

Ленточный фундамент и его основание работают под нагрузкой совместно, образуя единую систему. Результатом их взаимодействия является давление грунта, развивающееся по подошве. При расчете различают фундаменты: *абсолютно жесткие*, перемещения которых вследствие деформирования конструкции малы по сравнению с перемещениями основания, и *гибкие*, деформируемые, перемещения которых соизмеримы с перемещениями основания.

К абсолютно жестким могут быть отнесены ленты большого поперечного сечения и сравнительно малой длины, нагруженные колоннами при небольших расстояниях между ними.

Ленты большой длины, нагруженные колоннами, расположенными на значительных расстояниях, относятся к деформируемым фундаментам.

Простыми математическими зависимостями не представляется возможным выразить физические свойства всего многообразия грунтов и их напластований.

В нормах проектирования оснований зданий и сооружений указывается, что расчетную схему основания (упругое линейно или нелинейно деформируемое полупространство; обжимаемый слой конечной толщины; среда, характеризующая коэффициент постели, и т. д.) надлежит принимать, учитывая механические свойства грунтов, характер их напластований и особенности сооружения (размеры и конфигурацию в плане, общую жесткость надфундаментной конструкции и т. п.). При этом рекомендуется выбирать схему либо линейно деформируемого полупространства с условным ограничением глубины сжимаемой толщи, либо линейно деформируемого слоя конечной толщины, если он (на глубине менее условно ограниченной сжимаемой толщи полупространства) представлен малосжимаемым грунтом с модулем деформации $E \geq 100$ МПа или если размеры подошвы фундамента велики (шириной, диаметром более 10 м), а грунт обладает $E \geq 10$ МПа независимо от глубины залегания малосжимаемого грунта.

В курсе «Основания и фундаменты»¹ отмечается, что метод расчета фундаментов на упруголинейном основании с коэффициентом постели, практикуемый для решения ряда инженерных задач, приемлем при слабых грунтах или при очень малой толщине сжимаемого слоя, подстилаемого недеформируемым массивом.

Для ленточных фундаментов, имеющих сравнительно малую ширину подошвы в сравнении с длиной ленты, практическое значение имеет схема основания как упругого полупространства, а при оговоренных выше условиях — схема основания с коэффициентом постели.

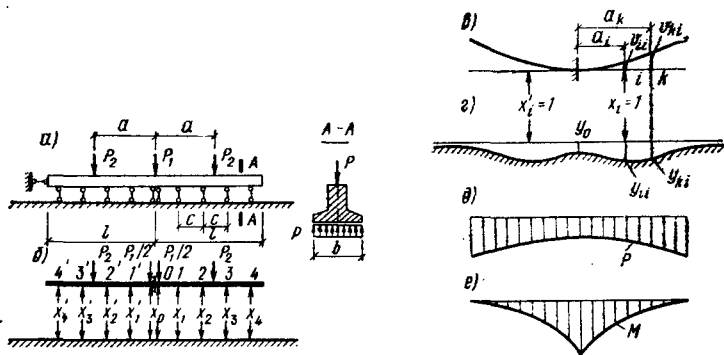


Рис. XII.12. К расчету ленточного фундамента как балки на упругом полупространстве

a — расчетная схема; *б* — основная система; *в* — перемещения оси ленты под действием сил $X_i=1$; *г* — то же, поверхности основания; *д* — эпюра давления по подошве ленты; *е* — эпюра изгибающих моментов в ленте

Расчет ленточного фундамента как балки на упругом полупространстве. Излагаемый ниже метод расчета предложен Б. Н. Жемочкиным и А. П. Синицыным². Непрерывную связь между балкой и основанием в расчетной системе заменяют сосредоточенными абсолютно жесткими стержнями (рис. XII.12, *a*). Усилия в стержнях принимают равновеликими равнодействующей давления, равномерно распределенного по площади подошвы, соот-

¹ Цытович Н. А., Березанцев В. Г., Долматов Б. И., Абелев Ю. М. Основания и фундаменты. М., «Высшая школа», 1970.

² Жемочкин Б. Н., Синицын А. П. Практические методы расчета фундаментных балок и плит на упругом основании. М., Госстройиздат, 1962.

Таблица XII.2. Значения функции F_{ki} для определения осадки поверхности основания как упругой полуплоскости

x/c	F_{ki}			
	$b/c = 2/3$	$b/c = 1$	$b/c = 2$	$b/c = 3$
0	4,265	3,525	2,406	1,867
1	1,069	1,038	0,929	0,829
2	0,508	0,505	0,49	0,469
3	0,336	0,335	0,33	0,323
4	0,251	0,25	0,249	0,246
5	0,2	0,2	0,199	0,197
6	0,167	0,167	0,168	0,165
7	0,143	0,143	0,143	0,142
8	0,125	0,125	0,125	0,124
9	0,111	0,111	0,111	0,111
10	0,1	0,1	0,1	0,1

Примечание. x — расстояние от точки приложения груза до данной точки; b — ширина балки; c — расстояние между стержнями.

$X_2=1$ находится от точки 3 на расстоянии c , а другая $X_2=1$ — на расстоянии $5c$; ординаты их линий влияния, взятые из табл. XII.2, должны быть сложены, и, таким образом, при $b/c=1$, $F_{32}=1,038+0,2=1,238$.

Подстановка выражений (XII.14) и (XII.15) в (XII.13) дает

$$\delta_{ki} = (F_{ki} + \alpha \omega_{ki}) (1 - \mu_0^2) / \pi E_0 c, \quad (\text{XII.16})$$

$$\text{где } \alpha = \pi E_0 c^4 / 6EI (1 - \mu_0^2). \quad (\text{XII.17})$$

Прогибы балки ω учитывают с одной стороны, так как вследствие заделки одна сторона балки на другую не влияет.

При очень жестких балках EI имеет большое значение и α приближается к нулю, при гибких EI меньше и $\alpha=0,1..1$.

Жесткость балки до образования нормальных трещин в бетоне вычисляют по сплошному сечению балки как EI , после образования трещин, как значение B по формуле (VII.123).

Перемещения от внешних сил P (нагрузки) определяют по формуле

$$\Delta_{kp} = -\alpha \omega_{kp} P (1 - \mu_0^2) / \pi E_0 c, \quad (\text{XII.18})$$

$$\text{где } \omega_{kp} = (a_k/c)^2 (3a/c - a_k/c).$$

Ордината эпюры реакций

$$p_i = X_i/cb. \quad (\text{XII.19})$$

Эпюра реакций получается ступенчатой, разрывы в ней должны быть сглажены (рис. XII.12, д).

Изгибающие моменты (рис. XII.12, е) находят как в консольной балке. Например, для точки 2

$$M_2 = X_4 2c + X_3 c + 0,5 X_2 (c/4);$$

здесь от силы X_2 учитывается часть распределенной нагрузки, расположенной за точкой 2.

Кроме изгибающих моментов вычисляют также поперечные силы Q , действующие на ленту.

По найденным M и Q конструируют ленточный фундамент, соблюдая общие указания для проектирования железобетонных конструкций.

Если балка образована из участков различной жесткости, то расчетная система не изменяется (см.: рис. XII.12), но в ней прогибы балки v_{ik} вычисляют с учетом своей жесткости на составляющих участках.

Расчет ленточного фундамента как балки на упругом основании с коэффициентом постели. Предпосылкой такого расчета является гипотеза о том, что осадка в данной точке основания не зависит от осадки других точек и прямо пропорциональна давлению в этой точке.

Согласно этой предпосылке, основание проседает только в пределах подошвы сооружения. В действительности основание вовлекается в работу и за пределами фундамента.

Для балки на упругом основании с коэффициентом постели c_y (рис. XII.13) погонное давление со стороны грунта в месте, фиксированном расстоянием x , равно:

$$q(x) = bp = bc_y y, \quad (\text{XII.20})$$

где c_y — коэффициент постели, ориентировочно равный: при весьма слабых грунтах 0,3—1, при слабых грунтах 1—3, при грунтах средней плотности 3—8 (кг/см³); b — ширина подошвы; p — отпор грунта (давление на грунт); y — осадка грунта и балки на расстоянии x от ее конца (начало координат).

Продифференцируем это выражение дважды:

$$q'' = bc_y y''. \quad (\text{XII.21})$$

Учетом зависимости, известные из сопротивления материалов:

$$y'' = -(M/EI); \quad q - p_0 = M'' \text{ или } q'' = M^{IV}, \quad (\text{XII.22})$$

где под p_0 подразумевается линейная функция нагрузки. Подставив зависимости (XII.22) в выражение (XII.21), после несложных преобразований получим дифференциальное уравнение

$$0,25s^4 M^{IV} + M = 0, \quad (\text{XII.23})$$

в котором

$$s = \sqrt[4]{4EI/bc_y} \quad (\text{XII.24})$$

имеет линейную размерность и называется линейной характеристикой балки на упругом основании.

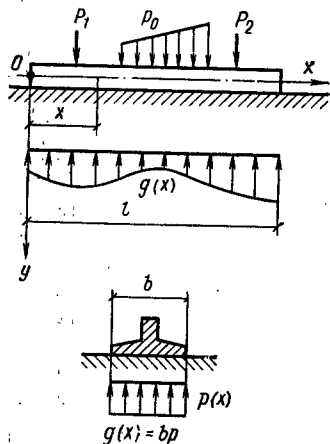


Рис. XII.13. К расчету балки на упругом основании с коэффициентом постели

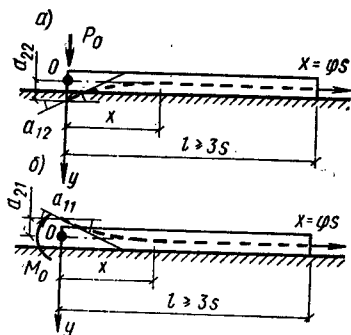


Рис. XII.14. Расчетные схемы длинных балок при нагружении на конце

a — сосредоточенной силой, схема I; b — изгибающим моментом, схема II

При $l/s < 0,75$ (где l — длина балки) балки называются жесткими (в них деформациями изгиба можно пренебречь); при $0,75 < l/s < 3$ — короткими; при $l/s > 3$ — длинными. Указанные границы условны, поэтому в практике допустимы некоторые отклонения.

Общее решение уравнения (XII.23) имеет вид

$$M = C_1 e^{-\varphi} \cos \varphi + C_2 e^{-\varphi} \sin \varphi + C_3 e^{\varphi} \cos \varphi + C_4 e^{\varphi} \sin \varphi, \quad (\text{XII.25})$$

где $\varphi = x/s$, причем x — текущая координата.

Длинные балки. В длинной балке со схемами загрузок по рис. XII.14 на конце $x=l$ момент и поперечная сила имеют нулевые значения, т. е. $M=0$ и

$$Q = dM/dx = 0.$$

Эти условия соблюдаются, если в выражении (XII.25) принять $C_3=0$ и $C_4=0$.

Следовательно, общее решение для длинной балки при данной схеме нагружения

$$M = C_1 e^{-\varphi} \cos \varphi + C_2 e^{-\varphi} \sin \varphi. \quad (\text{XII.26})$$

Отметим как вывод, что параметры одного конца длинной балки на другой конец не влияют.

Последовательное дифференцирование уравнения (XII.26) дает выражения для поперечной силы Q и EI -кратных перемещений: осадки $w = EIy$ и углы поворота $\varphi' = EIy'$. Одновременно с осадкой балки находим давление на грунт с учетом выражений (XII.20) и (XII.24):

$$q = bc_y y = bc_y w / EI = 4w/s^4. \quad (\text{XII.27})$$

Таким образом,

$$Q = M' = [-C_1 e^{-\varphi} (\cos \varphi + \sin \varphi) + C_2 e^{-\varphi} (\cos \varphi - \sin \varphi)]/s; \quad (\text{XII.28})$$

$$w = 0,25qs^4 = 0,25M'' s^4 = 0,5s^2 (C_1 e^{-\varphi} \sin \varphi - C_2 e^{-\varphi} \cos \varphi); \quad (\text{XII.29})$$

$$w = 0,5s [C_1 e^{-\varphi} (\cos \varphi - \sin \varphi) + C_2 e^{-\varphi} (\cos \varphi + \sin \varphi)]. \quad (\text{XII.30})$$

Постоянные интегрирования C_1 и C_2 определяют из граничных условий.

Для схемы I (рис. XII.14, а) — загрузка балки сосредоточенной силой P_0 на конце (в начале координат) — при $x=0$, $\varphi=0$ имеем $M=0$ и $Q=-P_0$ (положительное направление поперечной силы вверх). Из выражений (XII.26) и (XII.28) находим, что $C_1=0$ и $C_2=-sP_0$, а потому

$$M = -sP_0 e^{-\varphi} \sin \varphi; \quad Q = -P_0 e^{-\varphi} (\cos \varphi - \sin \varphi); \quad (\text{XII.31})$$

$$w = (s^3/2) P_0 e^{-\varphi} \cos \varphi; \quad w' = -(s^2/2) P_0 e^{-\varphi} (\cos \varphi + \sin \varphi). \quad (\text{XII.32})$$

Для схемы II (рис. XII.14, б) — загрузка балки сосредоточенным моментом M_0 на конце (в начале координат) — при $x=0$, $\varphi=0$ имеем $M=M_0$ и $Q=0$. Из выра-

жений (XII.26) и (XII.28) находим, что $C_1 = C_2 = M_0$

$$M = M_0 e^{-\varphi} (\cos \varphi + \sin \varphi); \quad Q = -(2/s) M_0 e^{-\varphi} \sin \varphi; \quad (\text{XII.33})$$

$$\omega = (s^2/2) M_0 e^{-\varphi} (\sin \varphi - \cos \varphi); \quad \omega' = s M_0 e^{-\varphi} \cos \varphi. \quad (\text{XII.34})$$

Из этих решений можно получить коэффициенты влияния перемещений для загруженного конца балки: при $M_0 = 1$ имеем EI -кратные: угол поворота a_{11} и осадку a_{21} (рис. XII.14, б), а при $Q_0 = 1$ имеем EI -кратные: осадку a_{22} и угол поворота a_{12} (рис. XII.14, а)

$$a_{11} = s; \quad a_{12} = a_{21} = -s^2/2; \quad a_{22} = s^3/2. \quad (\text{XII.35})$$

В схеме III (рис. XII.15, а) в силу ее симметрии на каждую полубалку действует половинная нагрузка, причем сечение под грузом не поворачивается. Следовательно, при $x=0$, $\varphi=0$ имеем $Q = -P_0/2$ и $\omega' = 0$. Из выражений (XII.28) и (XII.30) находим $C_1 = -C_2 = -P_0 s/2$, поэтому

$$M = (P_0/4) s e^{-\varphi} (\cos \varphi - \sin \varphi); \quad Q = -(P_0/2) e^{-\varphi} \cos \varphi; \quad (\text{XII.36})$$

$$\omega = (P_0/4) s^3 e^{-\varphi} (\sin \varphi + \cos \varphi); \quad \omega' = -(P_0/4) s^2 e^{-\varphi} \sin \varphi. \quad (\text{XII.37})$$

В схеме IV (рис. XII.15, б) в силу ее обратной симметрии на каждую полубалку действует половина внешнего момента, причем осадка под моментом равна нулю. Таким образом, при $x=0$, $\varphi=0$ имеем $M = M_0/2$ и $\omega = 0$. Из выражений (XII.26) и (XII.29) находим

$$C_1 = M_0/2 \text{ и } C_2 = 0,$$

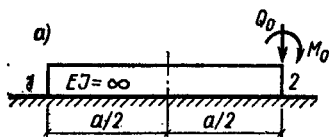
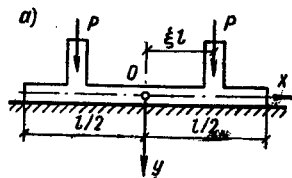
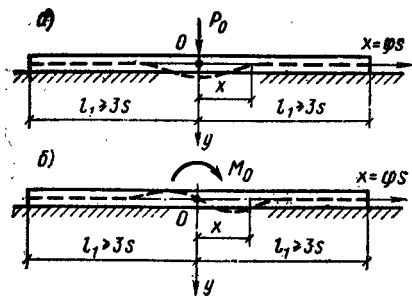
поэтому

$$M_1 = (M_0/2) e^{-\varphi} \cos \varphi; \quad Q = -(M_0/2s) e^{-\varphi} (\cos \varphi + \sin \varphi); \quad (\text{XII.38})$$

$$\omega = 0,25s^2 M_0 e^{-\varphi} \sin \varphi; \quad \omega' = 0,25s M_0 e^{-\varphi} (\cos \varphi - \sin \varphi). \quad (\text{XII.39})$$

При загрузении длинной балки несколькими нагрузками решение может быть получено суммированием отдельных решений по схемам I—IV.

Короткие балки. В коротких балках (при $0,75 < l/s < 3$) решение (XII.25) приводит к громоздким формулам. Между тем в практике проектирования ленточных фундаментов короткие балки встречаются значительно реже, чем жесткие и длинные. Поэтому ограничимся рассмотрением лишь одной из практически важных задач — балки, загруженной двумя симметрично рас-



15	16
17	

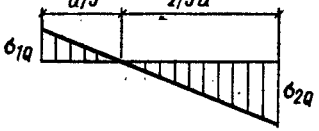
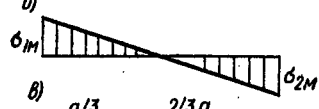
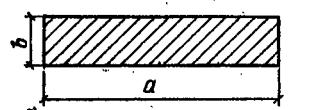


Рис. XII.15. Расчетные схемы длинных балок при нагружении на расстоянии $l_1 \geq 3s$ от концов *a* — сосредоточенным грузом, схема III; *б* — изгибающим моментом, схема IV

Рис. XII.16. Расчетные схемы коротких балок при нагружении *a* — двумя симметрично расположенными грузами; *б* — одним сосредоточенным грузом в середине

Рис. XII.17. К расчету жестких балок *a* — расчетная схема; *б* — эпюра давления по подошве балки от действия момента, приложенного на краю; *в* — то же; от действия сосредоточенного груза

положенными на ней сосредоточенными грузами (рис. XII.16, *a*). Приведем результаты приближенного решения¹, произведенного вариационным методом Лагранжа — Ритца. Уравнения прогибов и углов поворота балки

$$y = a_1 + a_2 (x^4 - 1,5l^2 x^2); \quad (\text{XII.40})$$

$$y' = a_2 (4x^3 - 3l^2 x). \quad (\text{XII.41})$$

В них постоянные параметры

$$a_1 = (2P/c_y l) (1 + 0,1125l^4 A/B); \quad (\text{XII.42})$$

$$a_2 = (2P/c_y l) (A/B),$$

¹ Пратусевич Я. А. Вариационные методы в строительной механике. М., Гостехиздат, 1948, с. 264.

где

$$A = \xi^4 - 1,5\xi^2 + 0,112; \quad (\text{XII.43})$$
$$B = 4,8EI/c_y + 0,0091l^4.$$

Учитывая особенности данного приближенного решения, эпюры M и Q нужно строить не по формулам $M = -EI\omega''$ и $Q = -EI\omega'''$ (так как принятая функция ω в третьей производной скачка не имеет), а графоаналитическим методом по эпюре давления грунта $q = bc_y y$, где прогибы y определяют по выражению (XII.40).

Эти формулы могут быть использованы для случая загрузки балки сосредоточенным грузом $2P$ в ее середине (рис. XII.16, б), если в них принять $\xi = 0$.

Жесткие балки. Давление на грунт по подошве жестких балок (при $l/s < 0,75$) определяется по формулам сопротивления материалов без учета деформаций самих балок, в предположении, что их жесткость $EI = \infty$. По краям балки в точках 1 и 2 (рис. XII.17) напряжение

от действия момента M_0

$$\sigma_{1M} = -\sigma_{2M} = M_0/W = 6M_0/a^2 b; \quad (\text{XII.44})$$

от действия силы Q_0

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{1Q} \\ \sigma_{2Q} \end{array} \right\} = -Q_0/F \pm Q_0 a/2W = \left\{ \begin{array}{l} + 2Q_0/ab \\ - 4Q_0/ab \end{array} \right\}. \quad (\text{XII.45})$$

По краям балки осадки грунта

$$\left. \begin{array}{l} y_{1M} = -y_{2M} = \sigma_{1M}/c_y; \\ y_{1Q} = -0,5y_{2Q} = \sigma_{1Q}/c_y; \end{array} \right\} \quad (\text{XII.46})$$

углы поворота

$$\left. \begin{array}{l} \alpha_M = 2y_{1M}/a = 2\sigma_{1M}/ac_y; \\ \alpha_Q = 3y_{1Q}/a = 3\sigma_{1Q}/ac_y. \end{array} \right\} \quad (\text{XII.47})$$

Приняв в выражении (XII.44) $M_0 = 1$, из первых формул выражений (XII.46) и (XII.47) находим EI_b -кратные перемещения края 2 жесткой балки — угловое a_{11} и линейное a_{21} — с учетом выражения (XII.24):

$$a_{11} = 2(6/a^3) EI_b/bc_y = 3s^4/a^3; \quad (\text{XII.48})$$

$$a_{21} = 6EI_b/a^2 bc_y = -1,5s^4/a^2. \quad (\text{XII.49})$$

Полагая в выражении (XII.45) $Q_0 = 1$, из второй фор-

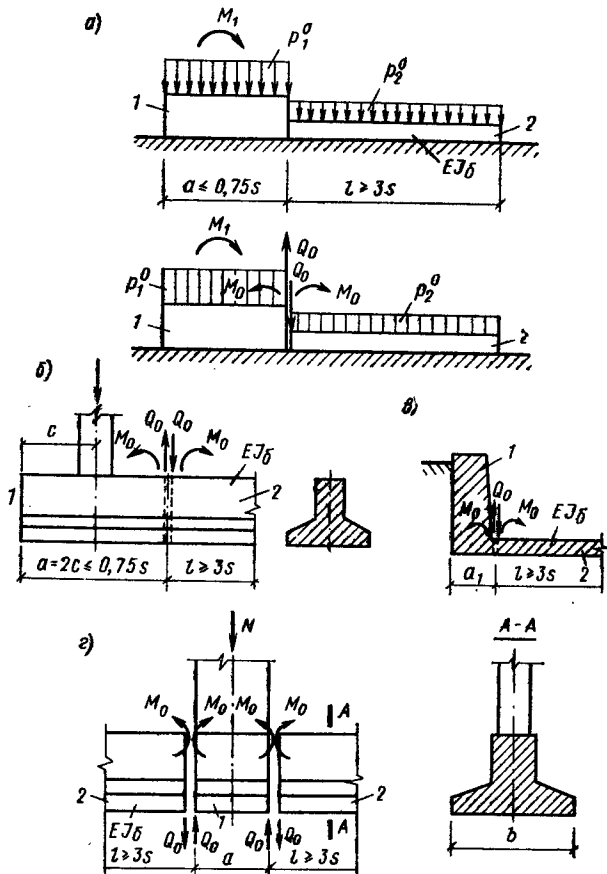


Рис. XII.18. К расчету комбинированных схем

a — сочетание жесткой и длинной балки; *б* — концевой участок ленточного фундамента; *в* — сопряжение подпорной стенки с полом; *г* — узел сопряжения промежуточной колонны с фундаментной балкой; *1* — жесткая балка; *2* — длинная балка

мулы (XII.46) находим EJ_b -кратное линейное перемещение края *2* балки:

$$a_{22} = 8EJ_b/abc_y = s^4/a. \quad (\text{XII.50})$$

Комбинированные схемы часто встречаются в практике. Они образуются сочетанием жестких и длинных балок (рис. XII.18). Момент M_0 и поперечную силу Q_0

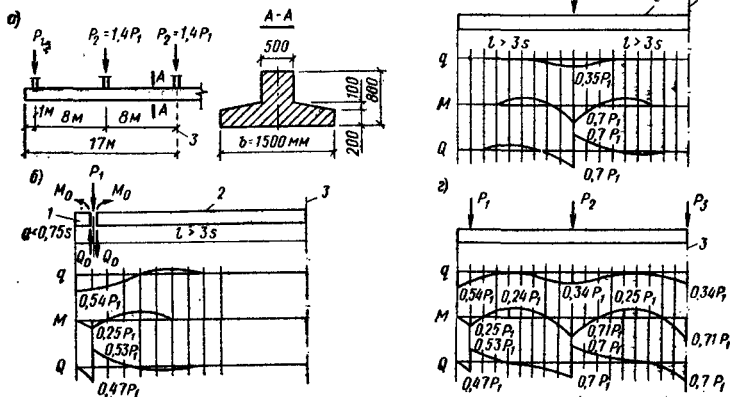


Рис. XII.19. К примеру XII.1

a — расчетная схема; *б* — эпюры при действии крайнего груза; *в* — то же, промежуточного груза; *г* — суммарные эпюры; 1 — жесткая балка; 2 — длинная балка; 3 — середина ленточного фундамента

в месте их сопряжения определяют из условия отсутствия взаимных перемещений краев балок. Для схемы на рис. XII.19, *a* эти условия выражаются уравнениями:

$$\left. \begin{aligned} a_{11} M_0 + a_{12} Q_0 + a_{1p} &= 0; \\ a_{21} M_0 + a_{22} Q_0 + a_{2p} &= 0, \end{aligned} \right\} \quad (\text{XII.51})$$

где a_{11} , $a_{12}=a_{21}$, a_{22} представляют EI_b -кратные взаимные перемещения, получаемые суммированием EI_b -кратных коэффициентов влияния краевых перемещений составляющих балок, а M_0 , Q_0 — неизвестные значения момента и поперечной силы в месте контакта обеих балок.

Учитывая формулы (XII.35) и (XII.48) — (XII.49), находим:

$$\left. \begin{aligned} a_{11} &= s + 3s^4/a^3; \\ a_{12} = a_{21} &= -s^2/2 + 1,5s^4/a^2; \\ a_{22} &= s^3/2 + s^4/a. \end{aligned} \right\} \quad (\text{XII.52})$$

Грузовые члены представляют EI_b -кратные перемещения от внешних нагрузок p_1^0 и p_2^0 , а также момента M_1 , которые возникают в месте приложения искомым M_0 и Q_0 . Учитывая формулы (XII.48), (XII.49) и (XII.27),

$$\left. \begin{aligned} a_{1p} &= -M_1 3s^3/a^2; \\ a_{2p} &= -M_1 1,5s^4/a^2 - (p_1^0 - p_2^0) s^4/4. \end{aligned} \right\} \quad (\text{XII.53})$$

Из решения системы уравнений (XII.51) находим M_0 и Q_0 , которые далее используем для расчета моментов и поперечных сил составляющих балок.

К задачам этого типа относятся: расчет концевого участка фундаментной балки (рис. XII.18, б) и расчет сопряжения подпорной стены с полом (рис. XII.18, в). Из анализа результатов решения задачи по схеме рис. XII.18, б, в частности, получено практически важное заключение о том, что в случае, если лента консольно продолжается за крайние колонны на длину $0,6-0,7s$, передача давления на грунт более равномерная.

Узел сопряжения промежуточной колонны с фундаментной балкой представляет систему, состоящую из жесткого участка под колонной и двух длинных балок (рис. XII.18, г). В местах примыкания длинных балок к жесткому участку делаем разрезы и в них прикладываем неизвестные усилия Q_0 и M_0 . Запишем условие отсутствия поворота конца длинной балки

$$sM_0 - Q_0s^2/2 = 0 \quad (\text{XII.54})$$

и условие отсутствия взаимного смещения длинных балок и жесткого участка в местах разрезов

$$-0,5s^2 M_0 + 0,5s^3 Q_0 - (N - 2Q_0) EI_b/abc_y = 0. \quad (\text{XII.55})$$

Последний член уравнения представляет EI_b -кратную осадку жесткого участка под действием усилия $(N - 2Q_0)$.

Решение уравнений (XII.54) и (XII.55) дает

$$Q_0 N/(2 + a/s); \quad M_0 = 0,5Ns/(2 + a/s). \quad (\text{XII.56})$$

Из формул (XII.56) следует, что чем больше участок a , тем меньше значения Q_0 и M_0 .

Пример. Определить давление $q=bp$ по подошве и внутренние усилия M и Q , действующие в ленточном железобетонном фундаменте (рис. XII.19, а). Линейная характеристика балки, согласно формуле (XII.24), $s=2$ м; размеры колонн невелики, жесткие участки фундамента под ними в расчете можно не учитывать.

Решение. При действии крайнего груза P_1 (рис. XII.19, б) имеем сопряжение двух участков: жесткой консоли, в которой $a=1$ м, т. е. $a=0,5s < 0,75s$, и остальной части балки, в которой $l > 3s$ (балка длинная). По формулам (XII.52) вычислим EI_b -кратные перемещения концов балки в месте разреза при единичных воздействиях $M_0=1$ и $Q_0=1$:

$$a_{11} = s + 3s^4/a^3 = 2 + 3 \cdot 2^4/1^3 = 50;$$

$$a_{22} = s^3/2 + s^4/a = 2^3/2 + 2^4/1 = 20;$$

$$a_{12} = a_{21} = -0,5s^2 + 1,5s^4/a^2 = -0,5 \cdot 2^2 + 1,5 \cdot 2^4/1^2 = 22.$$

Грузовые перемещения определяем по схеме I (см. рис. XII.14, а), считая $P_0 = P_1$ в формулах (XII.32):

$$a_{1p} = -0,5s^2 P_1 = -2P_1;$$

$$a_{2p} = 0,5s^3 P_1 = 4P_1.$$

Система уравнений (XII.51) принимает вид

$$50M_0 + 22Q_0 - 2P_1 = 0;$$

$$22M_0 + 20Q_0 + 4P_1 = 0.$$

Решая, находим $M_0 = 0,248P_1$ и $Q_0 = -0,473P_1$. Подстановка этих значений в решения по схемам I и II (см. рис. XII.14) для данного участка балки дает

$$q = [0,527e^{-\varphi} \cos \varphi - 0,124e^{-\varphi} (\cos \varphi - \sin \varphi)] P_1;$$

$$M = [-1,054e^{-\varphi} \sin \varphi + 0,248e^{-\varphi} (\cos \varphi + \sin \varphi)] P_1;$$

$$Q = [-0,527e^{-\varphi} (\cos \varphi - \sin \varphi) - 0,248e^{-\varphi} \sin \varphi] P_1.$$

По этим выражениям строим эпюры q , M и Q , принимая значения $e^{-\varphi}$, $\sin \varphi$, $\cos \varphi$ для отдельных сечений балки по любому справочнику.

Для жесткого участка балки крайевые значения погонных давлений, согласно формулам (XII.44) и (XII.45),

$$q_1 = 6M_0/a^2 - 2Q_0/a = 0,542P_1;$$

$$q_2 = -6M_0/a^2 + 4Q_0/a = 0,404P_1.$$

При действии промежуточного груза $P_2 = 1,4P_1$ (рис. XII.19, в) расчетная схема балки состоит из двух длинных балок. Используя решение по схеме III (см. рис. XII.15, а), получаем:

$$q = 0,35P_1 e^{-\varphi} (\cos \varphi + \sin \varphi);$$

$$M = 0,7P_1 e^{-\varphi} (\cos \varphi - \sin \varphi);$$

$$Q = -0,7P_1 e^{-\varphi} \cos \varphi.$$

по которым строим эпюры q , M и Q .

Окончательное решение в виде эпюр q , M и Q находим суммированием отдельных решений от всех грузов на ленточном фундаменте (рис. XII.19, г).

Перекрестные ленточные фундаменты. Приближенный расчет перекрестных ленточных фундаментов выполняют в предположении распределения давления на грунт по закону плоскости для сооружения в целом. Более точный расчет производят как деформируемых балок на упругом основании. Неизвестные усилия взаимодействия лент одного и другого направлений определяют из условия равенства их прогибов в местах пересечения. Крутящие моменты ввиду их малого влияния не учитывают.