МИНИСТЕРСТВО НАУКИ И ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ БЮДЖЕТНОЕ
ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
«ДОНСКОЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ»

Д.Р. Маилян, В.Н. Аксенов, А.Ю. Кубасов

ОСНОВЫ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Железобетонные конструкции без предварительного напряжения

Учебное пособие

Ростов-на-Дону
ДГТУ
2019

УДК 624.012.41
ББК 38.626
М14

Рецензент
кандидат технических наук, доцент Н.А. Корниенко
(РГУПС, г. Ростов-на-Дону)

Маилян, Дмитрий Рафаэлович.
М14 Основы железобетонных конструкций. Железобетонные конструкции без предварительного напряжения : учеб. пособие / Д.Р. Маилян, В.Н. Аксенов, А.Ю. Кубасов ; Донской гос. техн. ун-т. – Ростов-на-Дону: ДГТУ, 2019. – 127 с.

ISBN 978-5-7890-1716-6

Содержатся сведения о конструктивных свойствах бетона и арматуры и видах конструкций объектов строительства, выполняемых из железобетона. Рассмотрены методы расчёта железобетонных строительных конструкций. Уделено внимание правилам и рекомендациям по конструированию железобетонных конструкций и их рациональному армированию. Рассматриваются особенности расчёта по деформационной нелинейной модели. Материалы и рекомендации пособия подготовлены и изложены в соответствии с требованиями актуализированного свода правил СП 63.13330.2018.

Предназначено для обучающихся по направлениям: 08.03.01; 08.04.01, 08.05.01; 08.06.01.

УДК 624.012.41
ББК 38.626

Печатается по решению редакционно-издательского совета
Донского государственного технического университета

© Маилян Д.Р., Аксенов В.Н.,
Кубасов А.Ю., 2019
© Донской государственный
технический университет, 2019

ISBN 978-5-7890-1716-6

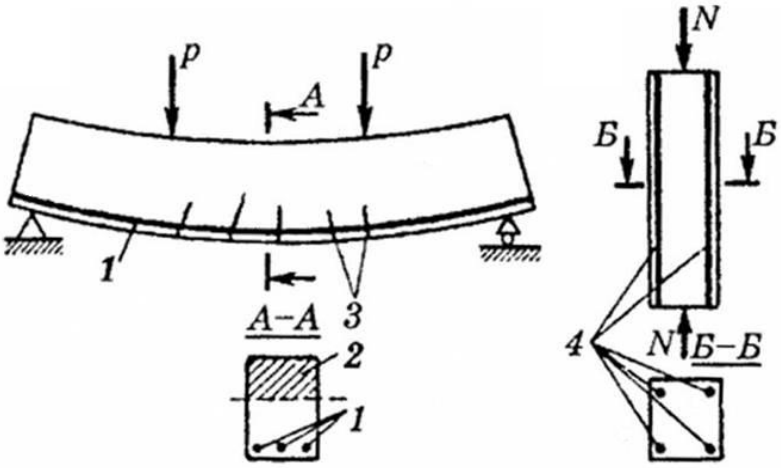
1. ПОНЯТИЕ О ЖЕЛЕЗОБЕТОНЕ

Железобетон состоит из бетона и расположенных в нем стальных стержней, составляющих с бетоном монолитное целое и работающих с ним совместно.

Бетон, как и другие каменные материалы, обладает значительным сопротивлением, сжимающим напряжением и весьма малым сопротивлением растяжению. Прочность бетона на растяжение в 10-15 раз меньше прочности на сжатие. В связи с этим бетонные (неармированные) конструкции, предназначенные для работы на изгиб или растяжение, были бы очень массивными, нерентабельными и практически неприемлемыми.

Сталь отлично работает на растяжение. Отсюда и появилась идея создания железобетона, в котором сжимающие напряжения воспринимаются бетоном, а растягивающие – стальной арматурой.

В изгибаемых железобетонных элементах рабочую арматуру размещают обычно в растянутой зоне в соответствии с эпюрой изгибающих моментов (рис. 1.1, *а*).



а) *б*)

Рис. 1.1. Расположение основной (рабочей) арматуры в железобетонных элементах: *а* – при изгибе; *б* – при сжатии; 1 – растянутая арматура; 2 – сжатая зона бетона; 3 – трещины в растянутом бетоне; 4 – сжатая арматура

Конструкции армируют не только при работе их на растяжение и изгиб, но также и при кручении, срезе, внецентренном и осевом

сжатии (рис. 1.1, *б*). В этих случаях рабочую арматуру ставят для уменьшения размеров сечения элементов и снижения собственного веса конструкций, а также для обеспечения большей их надежности. Разрушение бетонных (неармированных) элементов происходит внезапно (хрупко), в то время как разрушение железобетонных элементов наступает постепенно, что позволяет снизить запас прочности.

Кроме обычных железобетонных конструкций существуют также предварительно напряженные. Предварительное напряжение позволяет эффективно использовать арматурные стали и бетон высоких марок, что невозможно в обычном железобетоне.

В предварительно напряженных железобетонных конструкциях арматура подвергается предварительному растяжению, а бетон – обжатию. Это достигается одним из двух основных способов.

Первый способ (рис. 1.2, *а*) заключается в натяжении арматуры на упоры. После отвердения бетона арматура освобождается от натяжного устройства и, сокращаясь, производит обжатие бетона.

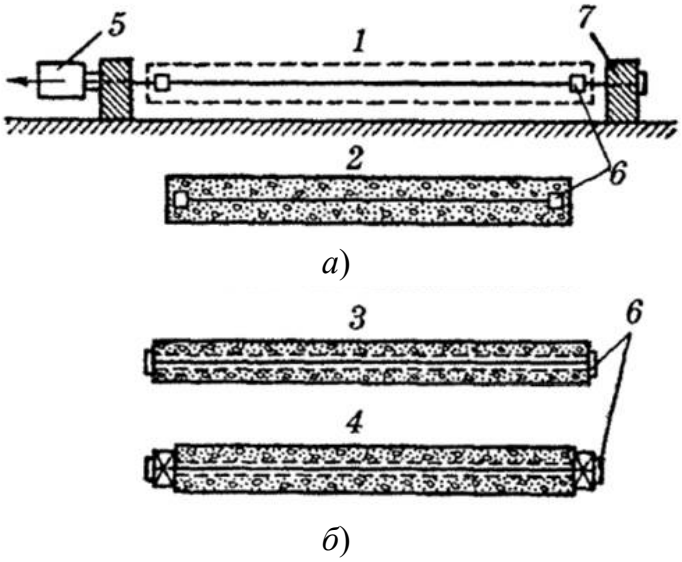


Рис. 1.2. Основные способы изготовления предварительно напряженных железобетонных конструкций: *а* – натяжение арматуры на упоры; *б* – натяжение арматуры на бетон; 1 – натяжение арматуры и бетонирование элемента; 2, 4 – готовые элементы; 3 – элементы перед натяжением арматуры; 5 – натяжное приспособление; 6 – анкерное устройство; 7 – упор

Второй способ (рис. 1.2, *б*) характеризуется натяжением арматуры на затвердевший бетон. Для этого арматуру пропускают через оставленные в затвердевшем бетоне каналы или пазы; подвергаясь

натяжению, она одновременно обжимает бетон. Заполнением цементным раствором каналов или пазов обеспечивается сцепление арматуры с бетоном.

Предварительное напряжение железобетонных конструкций значительно повышает трещиностойкость и снижает деформации элементов конструкций, так как создает предварительное обжатие бетона в тех частях, которые при эксплуатационной нагрузке работают на растяжение.

Основные физико-механические факторы, обеспечивающие совместную работу бетона и стальной арматуры в железобетоне:

1) значительное сцепление между поверхностью стальной арматуры и бетоном;

2) близкие по величине коэффициенты линейного расширения бетона и стали (для бетона $\alpha_b = 1 \cdot 10^{-5} \div 1{,}5 \cdot 10^{-5}$; для стали $\alpha_{st} = 1{,}2 \cdot 10^{-5}$), что исключает появление внутренних усилий при перепадах температуры, которые могли бы нарушить сцепление бетона со сталью;

3) защищенность стали, заключенной в плотный бетон, от коррозии и непосредственного действия огня.

1.1. Преимущества и недостатки железобетона

Большое распространение железобетона в современном строительстве вызвано, прежде всего, его значительными техническими и экономическими преимуществами в сравнении с другими строительными материалами.

До 70-80% массы железобетона составляют местные каменные материалы (песок, гравий или щебень). Замена стальных и деревянных конструкций железобетонными позволяет экономнее расходовать в строительстве сталь и древесину, незаменимые в других отраслях народного хозяйства.

Особенно значительный технико-экономический эффект достигается при применении сборного и предварительно напряженного

железобетона, изготовляемого индустриальными методами на предприятиях и полигонах.

Железобетон обладает рядом важных технических преимуществ. Прежде всего, он отличается исключительной долговечностью благодаря надежной сохранности арматуры, заключенной в бетон. Прочность же бетона со временем не только не уменьшается, но может даже увеличиться.

Железобетон хорошо сопротивляется атмосферным воздействиям, что особенно важно при строительстве открытых инженерных сооружений (эстакады, мачты, трубы, мосты и др.).

Конструкции из железобетона обладают высокой огнестойкостью. Практика показала, что защитный слой бетона толщиной 1,5-2 см достаточен для обеспечения огнестойкости железобетонных конструкций при пожарах. В целях еще большего увеличения огне-, а также жаростойкости применяют специальные заполнители (базальт, диабаз, шамот, доменные шлаки и др.) и увеличивают толщину защитного слоя до 3-4 см.

Железобетонные конструкции, благодаря их монолитности и большей жесткости по сравнению с конструкциями из других материалов, отличаются весьма высокой сейсмостойкостью.

Железобетону легко могут быть приданы любые целесообразные конструктивные и архитектурные формы. Эксплуатационные расходы по содержанию сооружений и уходу за конструкциями весьма низки.

По затратам времени на изготовление и монтаж сборные железобетонные конструкции могут конкурировать со стальными, особенно при изготовлении железобетонных конструкций методом проката, кассетным способом, при монтаже с колес и применении других прогрессивных методов изготовления и монтажа.

К недостаткам железобетонных конструкций следует отнести:

1) относительно большой собственный вес;

2) сравнительно высокую тепло- и звукопроводность, требующую в некоторых случаях устройства специальной изоляции;

3) сложность производства работ, особенно в зимнее время, и при изготовлении предварительно напряженных конструкций, потребность в квалифицированных кадрах, специальном оборудовании, пропарочном хозяйстве; необходимость систематического контроля за правильностью расположения арматуры, дозировкой составляющих бетонной смеси, ее укладкой и другими операциями;

4) возможность появления трещин до приложения эксплуатационной нагрузки (от усадки и собственных напряжений в железобетоне по технологическим причинам), а также от действия внешних нагрузок из-за низкого сопротивления бетона растяжению.

1.2. Виды железобетонных конструкций

По методу выполнения железобетонные конструкции могут быть сборными, монолитными и сборно-монолитными.

Сборные железобетонные конструкции больше распространены, так как их применение дает возможность индустриализации и максимальной механизации строительства. При изготовлении сборных конструкций в заводских условиях можно широко применять наиболее прогрессивную технологию приготовления, укладки и обработки бетонной смеси, автоматизировать производство, значительно упростить строительные работы.

Применение сборных унифицированных железобетонных изделий заводского изготовления позволяет значительно снизить расход материалов и затрат труда на дорогостоящую опалубку, но требует тяжелых транспортных и подъемных механизмов, тщательного выполнения стыков и узлов сопряжений элементов, высокой культуры монтажных работ.

Монолитные железобетонные конструкции находят широкое применение в сооружениях, трудно поддающихся членению и унификации, например в некоторых гидротехнических сооружениях, тяжелых фундаментах, плавательных бассейнах, в сооружениях, выполняемых в передвижной или скользящей опалубке (оболочки покрытий, силосы и т.п.).

Сборно-монолитные железобетонные конструкции представляют собой сочетание сборных элементов и монолитного бетона, укладываемого на месте строительства.

Обычно сборные элементы образуют опалубку для монолитного бетона, что ведет к уменьшению расхода материалов на опалубку. Сборно-монолитные конструкции по сравнению со сборными отличаются большей монолитностью и более простым устройством стыков.

Сборно-монолитный железобетон применяется в конструкциях покрытий и перекрытий зданий, в гидротехническом и транспортном строительстве и особенно, если сооружению необходимо придать неразрезность и жесткость.

По виду арматуры различают железобетон с гибкой стальной арматурой в виде стержней, проволоки или канатов и конструкции с жёсткой арматурой. В последних арматурой служит профильная прокатная сталь (прокатные уголки, швеллеры, двутавры и т.п.). Весьма перспективными являются сталежелезобетонные конструкции: трубобетон; плиты по профилированному настилу; конструктивные системы, в которых совместно работают несущие конструкции из металла и железобетона. Проектирование таких конструкций выполняется по СП 266.1325800.216.

При изготовлении конструкций с несущей арматурой не нужны поддерживающие леса, однако расход стали на эти конструкции увеличивается. Поэтому основным видом арматуры для железобетона, особенно в промышленном и гражданском строительстве, служит гибкая арматура из стержней диаметром до 40 мм, которая может быть распределена в сечении элемента более целесообразно. Для конструкций гидротехнических, транспортных и некоторых других видов сооружений применяется также круглая арматура больших диаметров.

Особая разновидность железобетона – армоцемент. Армоцементные конструкции – тонкостенные конструкции из мелкозернистого бетона, армированные по всей толщине сетками из тонкой стальной проволоки.

Армоцемент отличается хорошей сопротивляемостью растяжению и изгибу, высокой трещиностойкостью, упругостью и т.п.

В последние годы проводятся эксперименты по разработке неметаллической арматуры, применение которой позволило бы не только экономить сталь, но и создавать такие конструкции, которым по условиям эксплуатации следует придать диэлектрические и антимагнитные свойства, а также увеличить стойкость против атмосферной и электрохимической коррозии. Этим целям, в частности, отвечает арматура из стеклопластиков, не уступающая по прочности высокопрочной стальной арматуре.

В целях увеличения прочности бетона, особенно на растяжение и трещиностойкость, применяют дисперсное армирование в виде тонких металлических и неметаллических (например, базальтовых) волокон.

В зависимости от вида бетона различают железобетон на плотных заполнителях (тяжелых), на простых заполнителях, ячеистый, силикатный и жаростойкий.

Тяжелый железобетон из бетона плотностью более 2200 кг/м^3 наиболее распространен и применяется для несущих конструкций. Прочность тяжелого бетона достигает 60 МПа и выше.

Железобетон на простых заполнителях получают из бетона плотностью не более 2200 кг/м^3. При большой пористости заполнителей получают легкий железобетон при плотности легкого бетона до 1800 кг/м^3.

Прочность таких бетонов обычно не превышает 40-50 МПа, их широко применяют в гражданском строительстве, так как они отличаются низкой звуко- и теплопроводностью. Благодаря малой собственной массе применение железобетона на пористых заполнителях целесообразно также при строительстве инженерных сооружений. Из железобетона с заполнителями из керамзита, туфа, пемзы, известняков-ракушечников построено большое количество зданий, автодорожных и железнодорожных мостов, гидротехнических и других сооружений. Применение железобетона на пористых заполнителях в несущих конструкциях позволяет снизить собственную массу сбор-

ных элементов на 20-30%, что ведет к уменьшению расхода арматуры на 8-15%, сокращению транспортных расходов и стоимости всего сооружения.

Ячеистый железобетон изготовляют из газо- или пенобетона. Термовлажностная обработка изделий из ячеистого железобетона производится в автоклавах при температуре 170-200°С и давлении пара 8-12 атм. Прочность ячеистого бетона достигает 15 МПа.

Ячеистый железобетон при низкой прочности бетона применяют для ограждающих конструкций, а при прочности выше 10 МПа – для панелей стен, междуэтажных перекрытий и т.п.

Армосиликатобетонные конструкции автоклавного твердения изготовляют из плотного бетона на известково-песчаном вяжущем, что позволяет экономить более дорогой клинкерный цемент. Прочность силикатных бетонов достигает 30-40 МПа.

Жаростойкий железобетон получают на основе жаростойкого бетона с применением термически стойких заполнителей и специальных вяжущих. Жаростойкий железобетон применяют в фундаментах доменных печей, в мартеновских печах, в дымовых трубах и других сооружениях, подверженных действию высоких температур.

Кроме перечисленных, в строительстве применяют армопластбетонные конструкции, изготовляемые из бетона на основе полимерных вяжущих. Армопластбетон отличается высокой химической стойкостью и используется преимущественно в сооружениях, подвергающихся воздействию агрессивных сред. В таких средах рекомендуется применять также кауто железобетонные конструкции, в которых используются каутоны бетоны на основе каучукового связующего, для наполнения которого применяют крупнотоннажные техногенные отходы.

Из всех видов железобетона наиболее распространен в строительстве тяжелый железобетон с гибкой стальной арматурой. Быстро развивается применение высокопрочных бетонов.

2. ОСНОВНЫЕ ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА ЖЕЛЕЗОБЕТОНА

2.1. Бетон

2.1.1. Бетон как материал для бетонных и железобетонных конструкций

Бетон должен обладать достаточно высокой прочностью, хорошим сцеплением с арматурой и плотностью, которой обеспечивается сохранность арматуры от коррозии и долговечность конструкции. Иногда дополнительно требуется обеспечить: водонепроницаемость, водостойкость, морозостойкость, повышенную огнестойкость и коррозийную стойкость, малую массу, низкую тепло- и звукопроводность.

Для предварительно напряженных конструкций применяют бетон повышенной прочности и плотности, ограниченной усадки и ползучести.

Физико-механические свойства бетона зависят от состава смеси, вида вяжущих и заполнителей, водоцементного отношения, способов приготовления, укладки и обработки бетонной смеси, условий твердения (естественное твердение, пропаривание, автоклавная обработка), возраста бетона и др. Все это следует учитывать при выборе материалов для бетона, назначения его состава и способов приготовления.

Наиболее широкое применение в строительстве получили обычные тяжелые бетоны плотностью 2200–2500 кг/м^3 включительно, приготовляемые на обычных плотных заполнителях. Бетоны плотностью более 2500 кг/м^3 относятся к особо тяжелым; они используются для защиты от радиации и приготовляются с применением особых видов заполнителей повышенной плотности (магнетит, лимонит, барит, чугунная дробь и др.).

При плотности бетона более 1800 кг/м^3 до 2200 кг/м^3 бетоны относят к облегченным, а при плотности 1800 кг/м^3 и ниже – к лег-

ким. Облегчение веса бетона достигается применением пористых заполнителей.

Ячеистый бетон представляет собой смесь вяжущих, воды, тонкомолотого заполнителя и парообразующих веществ.

Бетоны на пористых заполнителях и ячеистые бетоны по сравнению с тяжелыми бетонами отличаются не только меньшей собственной массой, но и пониженной звуко- и теплопроводностью. Однако они склонны к повышенной деформативности под нагрузкой, отличаются более высокой усадкой и ползучестью, а сцепление их с арматурой хуже, чем обычных бетонов. Для этих бетонов в ряде случаев требуется антикоррозийная обмазка арматуры.

Бетон для сооружений, работающих в особых условиях, должен отвечать соответствующим специфическим требованиям.

Так, для гидротехнических сооружений (гидротехнический бетон), кроме достаточной прочности, бетон должен обладать повышенными водонепроницаемостью, водостойкостью, морозостойкостью, а для массивных частей сооружений – малым тепловыделением при твердении (низкой экзотермичностью).

Обычный бетон при длительном воздействии высоких температур разрушается вследствие обезвоживания цементного камня, его сильной усадки и снижения прочности, различия температурных деформаций цементного камня и заполнителей и других причин. В связи с этим обычный бетон на цементном вяжущем допускается для применения в конструкциях, подвергающихся длительному воздействию температуры не выше 50°С.

Для эксплуатации конструкций при более высоких температурах следует применять жаростойкие бетоны, приготовленные на жаростойких заполнителях с малым коэффициентом температурного расширения (шамот, металлургические шлаки, хромит и др.) и глиноземистом цементе или на портландцементе с тонкомолотыми добавками (шамот, кварц, вулканические и др.), или же на жидком стекле с кремнефтористым натрием и тонкомолотой добавкой. Такие бетоны способны выдержать длительное действие температуры до 1200°С.

Бетон для конструкций, подвергающихся действию агрессивной среды, должен обладать достаточной коррозийной стойкостью. В таких условиях находятся, например, конструкции зданий и сооружений химической и пищевой промышленности, водопроводно-канализационные и др.

Коррозия бетона происходит в результате проникания в его толщу агрессивных веществ, вызывающих разрушение цементного камня. Поэтому основной способ повышения коррозионной стойкости бетона – увеличение его плотности и водонепроницаемости и применение цементов с низким содержанием свободной гидроокиси кальция и трехкальциевого алюминия (сульфатостойкий, глиноземистый, шлаковый и др.).

Для защиты бетона от проникания агрессивных веществ поверхность конструкций торкретируют, затирают, покрывают жидким стеклом, пленками из пластмасс, битумными материалами, лаками и красками или облицовывают керамическими кислотоупорными плитками и т.п.

При действии на конструкцию неорганических кислот эффективно применение кислотостойкого бетона, приготовляемого из жидкого стекла с молотой кремнеземистой добавкой и кремнефтористым натрием, и плотных кислотостойких заполнителей (кварцевого песка, щебня из андезита, гранита, кварцита и др.).

Большие работы выполнены по улучшению свойств бетона введением в его состав полимеров. Такие бетоны, называемые пластбетонами или полимербетонами, получают, применяя смесь минеральных и полимерных вяжущих либо только полимерное вяжущее. В качестве полимерных вяжущих применяют различные виды термопластов (поливинилацетат, поливинилхлорид, сополимеры винилацетата и винилхлорида и др.), каучуков и термореактивных смол (фенольных, фурановых, эпоксидных, карамидных и др.).

Бетоны на полимерминеральных вяжущих обладают повышенной стойкостью к агрессивным средам, однако их коррозийная стойкость избирательна и зависит от вида полимера.

К числу других положительных свойств бетонов с добавками термопластов и каучуков следует отнести повышенные ударную вяз-

кость и сопротивляемость истиранию. Такие бетоны целесообразно применять для облицовки резервуаров, труб, каналов, для покрытий дорог и аэродромов и др.

Весьма перспективны пластбетоны, приготовляемые целиком на основе полимерных вяжущих – термореактивных смол. Особенно популярен пластбетон на основе фурфуролацетонового мономера (мономера ФА) с отверждением бензосульфокислотой; пластбетон отличается высокими физико-механическими свойствами и стойкостью против многих видов химической агрессии.

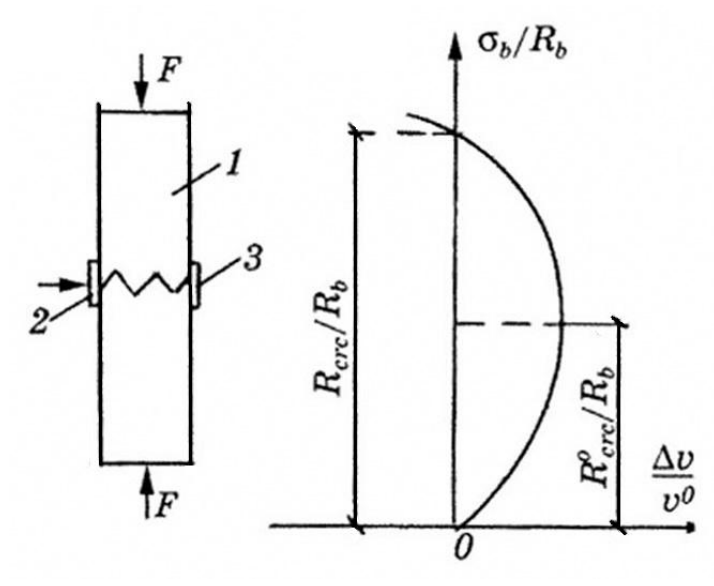
2.1.2. Прочность бетона

При осевом сжатии бетонного образца возникают деформации в продольном и поперечном направлениях. При возрастании сжимающих напряжений от нуля до разрушающих можно отметить характерные структурные изменения бетона. С этой целью проследим за изменением скорости распространения ультразвуковых волн в направлении, перпендикулярном линии действия сжимающих сил. При испытании призм по схеме, представленной на рис. 2.1, *а*, при малых значениях относительных сжимающих напряжений σ_b/R_b плотность бетона возрастает, что приводит к увеличению скорости прохождения ультразвуковых волн (рис. 2.1, *б*). При напряжениях $\sigma_b = R^0_{crc}$ плотность бетона максимальна, при дальнейшем повышении напряжений начинается разуплотнение бетона и скорость ультразвуковых волн снижается. Напряжение R^0_{crc} соответствует началу образования в бетоне микротрещин. Последние появляются в местах концентрации напряжений, обусловленной неоднородностью бетона.

По мере увеличения нагрузки трещины получают дальнейшее развитие, соединяются между собой и становятся уже необратимыми, т.е. при снятии нагрузки не исчезают. Напряжение R_{crc}, при котором скорость прохождения ультразвука становится равной начальной (приращение скорости $\Delta v = 0$), соответствует верхней границе микротрещинообразования. Уровни граничных относительных напряжений зависят от многих факторов, в частности от прочности бетона. С

ее повышением эти уровни возрастают, в среднем можно принять их равными:

$$R^o_{crc}/R_b = 0{,}2\text{-}0{,}4; \qquad R_{crc}/R_b = 0{,}5\text{-}0{,}8.$$

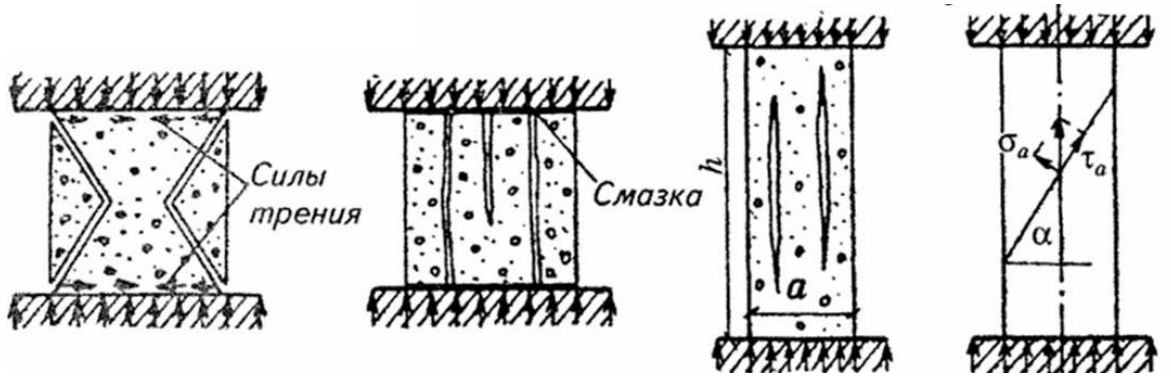


а) *б*)

Рис.2.1. Определение границ микротрещинообразования при нагружении бетонных призм: *а* – схема испытания; *б* – изменение скорости прохождения ультразвуковых волн через бетонную призму с ростом сжимающих напряжений; 1 – бетонная призма; 2, 3 – излучающий и приёмный пьезопреобразователи ультразвукового прибора

Разрушение образца наступает вследствие отрыва частей бетона в поперечном направлении. Результаты испытания бетонных образцов на сжатие зависят от формы и размеров образцов, что является в основном следствием влияния сил трения, развивающихся между подушками пресса и прилегающими к ним гранями образцов (рис. 2.2, *а*). Силы трения, направленные внутрь образца, препятствует свободному развитию поперечных деформаций и тем самым увеличивают сопротивление бетона. Удерживающее влияние сил трения по мере удаления от торцов снижается, поэтому бетонный кубик при разрушении получает форму двух усеченных пирамид, обращенных друг к другу вершинами (рис. 2.2, *а*). Однако стоит устранить силы трения (например, смазкой парафином соприкасающихся поверхностей), как характер разрушения сразу же изменится (рис. 2.2, *б*).

Трещины примут вертикальное направление, а сопротивление кубика сжатию значительно снизится. По этой причине образцы призматической формы, для которых влияние сил трения меньше, чем для кубиков, при одинаковом поперечном сечении показывают меньшую прочность. С увеличением отношения высоты призмы *h* к стороне основания *a* прочность уменьшается, но при $h/a \geq 4$ прочность призм практически становится постоянной. Ввиду слабого влияния сил трения призмы при достаточно большом отношении *h/a* разрушаются вследствие образования продольных трещин (рис. 2.2, *в*). При относительно большом влиянии сил трения разрушение призм может произойти по наклонной плоскости от среза (рис. 2.2, *г*).



а) *б*) *в*) *г*)

Рис.2.2. Схема разрушения при сжатии бетонных кубов (*а*, *б*) и призмы (*в*, *г*):
а, *г* – при сильном влиянии сил трения;
б, *в* – при отсутствии или слабом влиянии сил трения

На результаты испытания оказывает влияние скорость загружения образцов. При замедленном (длительном) загружении показатель прочности бетона может снизиться на 10 % в сравнении с кратковременным. При быстром загружении (в течение 0,2 *с* и менее) показатель прочности бетона, наоборот, возрастает (до 10%). По ГОСТ 10180–90 нагружение образцов проводят непрерывно с постоянной скоростью нарастания нагрузки (0,6±0,2) МПа/с до разрушения образца, поверхности контакта бетона с подушками пресса не смазываются. Время нагружения до разрушения должно быть не менее 30 с, точность вычисления 0,1 МПа.

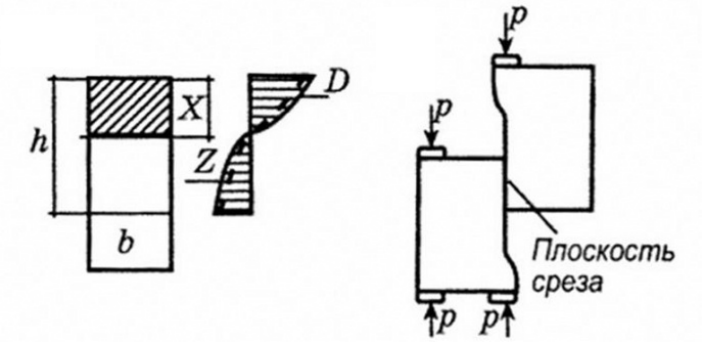
Кубиковая прочность бетона R (для кубиков размером 150×150×150 *мм*) и призменная прочность R_b (для призм с отношением высоты к основанию $h/a \geq 4$) могут быть связаны определенной зависимостью, которая устанавливается экспериментально:

$$R_b/R = 0{,}77–0{,}001R.$$

Призменную прочность бетона используют при расчете изгибаемых и сжатых бетонных и железобетонных конструкций (например, балок, колонн, сжатых элементов ферм, арок и т.п.).

Прочность бетона *при осевом растяжении* R_{bt} в 10-20 раз ниже, чем при сжатии. Причем с увеличением кубиковой прочности бетона относительная прочность бетона при растяжении снижается. Предел прочности бетона при растяжении может быть связан с кубиковой прочностью эмпирической формулой

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



а) *б*)

Рис.2.3. К определению прочности бетона:
а – эпюра напряжений при изгибе бетонной балки;
б – схема испытания бетона на срез

Предел прочности бетона на *растяжение при изгибе* R_{btc}. При изгибе бетонной балки в связи с развитием упругих и пластических деформаций, а также различным сопротивлением бетона сжатию и изгибу эпюра напряжений по высоте сечения будет иметь криволинейное очертание (рис. 2.3, *а*). Отклонение от прямолинейного очертания будет тем больше, чем ближе значения напряжений к разрушающим. Поэтому величина R_{btc}, вычисленная по обычной формуле изгиба

$$R_{bt} = \frac{6M}{bh^2},$$

не учитывающей пластические деформации, оказывается выше R_{bt}. Отношение R_{btc}/R_{bt}, называемое коэффициентом изгиба, для различных бетонов колеблется в широких пределах: в среднем оно равно 1,7. Прочность бетона при растяжении

$$R_{bt} = \frac{6M}{1{,}7bh^2} = 3{,}5\frac{M}{bh^2}.$$

При чистом срезе, редко встречающемся на практике, предел прочности *Rsh* определяют по эмпирической формуле

$$R_{sh} = 0{,}7\sqrt{R_b R_{bt}},$$

или приближенно:

$$R_{sh} = 2R_{bt}.$$

Распределение касательных напряжений в плоскости среза принимают равномерным: схема испытания бетона на срез показана на рис. 2.3, *б*.

Значительно чаще бетон в бетонных и железобетонных конструкциях работает на скалывание, вызываемое, например, действием поперечных сил при изгибе в наклонных сечениях вблизи опор. Скалывающие (касательные) напряжения при изгибе распределяются по высоте сечения по параболе; наибольшие значения при постоянной ширине сечения скалывающие напряжения имеют на уровне нейтрального слоя. Сопротивление бетона скалыванию в 1,5-2 раза выше, чем осевому растяжению.

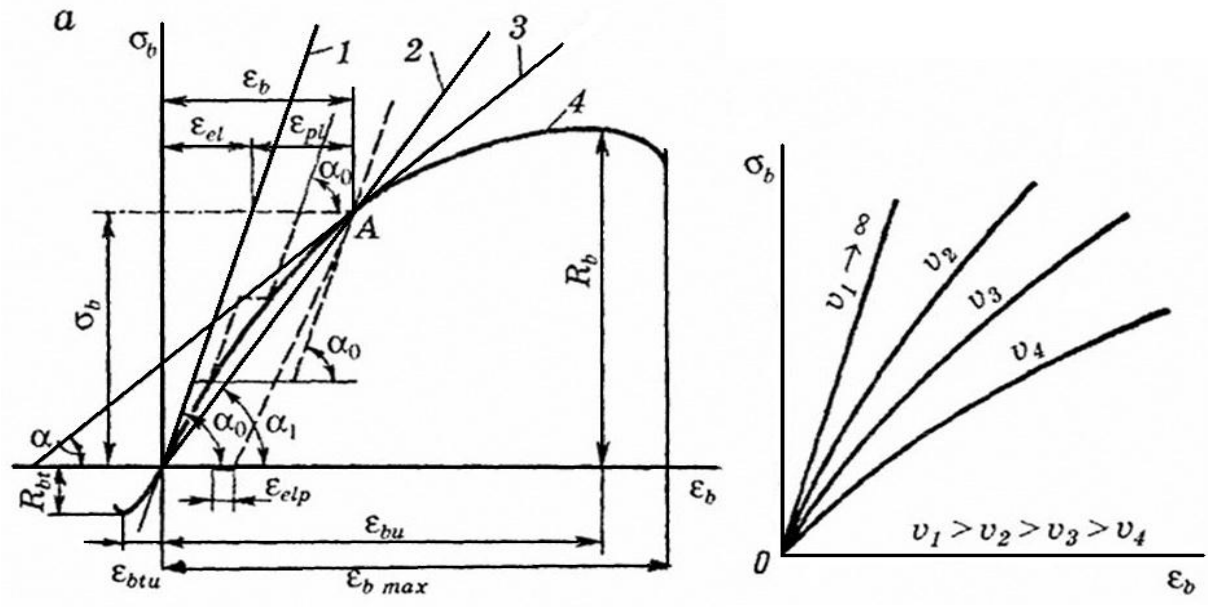
Таким образом, механическая прочность бетона при различных силовых воздействиях имеет приблизительно следующие значения:

при сжатии кубиков ……..*R*
при сжатии призм …….(0,7-0,8)*R*
при осевом растяжении ……(0,05-0,1)*R*
на растяжении при изгибе ……(0,1-0,18)*R*
при чистом срезе ……...(0,15-0,3)*R*
при скалывании …….(0,1-0,2)*R*.

2.1.3. Деформации бетона под нагрузкой. Модуль упругости

При однократном загружении бетонного образца сжимающей нагрузкой диаграмма напряжения-деформации имеет криволинейный

характер, деформации в бетоне растут быстрее напряжений (рис. 2.4, *а*). В бетоне под действием нагрузки одновременно с упругими развиваются также неупругие деформации, обусловленные ползучестью бетона, т.е. его способностью деформироваться во времени даже при неизменной нагрузке,



а) *б*)

Рис.2.4. Диаграммы напряжения и деформации бетона при сжатии:
1 – упругие деформации; 2 – секущая; 3 – касательная; 4 – полные деформации

Опыты показали, что причиной отклонения диаграммы напряжения-деформации для бетона от прямолинейной зависимости Гука является фактор времени. При «мгновенном» загружении деформации бетона следуют закону Гука, и зависимость становится линейной. Такая прямая касательна к действительной диаграмме σ-ε в начале координат, а тангенс угла наклона ее к оси абсцисс представляет собой модуль упругости бетона

$$E_b = tg\alpha_0 = \frac{\sigma_b}{\varepsilon_{el}}. \qquad (2.1)$$

Если образец загружают ступенями, причем после каждой ступени нагрузки образец выдерживают некоторое время при неизменном напряжении, то диаграмма σ_b-ε_b примет ступенчатый характер (рис. 2.4, *а*, пунктир). Наклонные линии будут выражать развитие упругих (мгновенных) деформаций, пропорциональных напряжениям, а горизонтальные площадки – неупругие деформации, вызванные

ползучестью бетона за время выдержки при постоянном напряжении, соответствующем данной ступени загружения.

Таким образом, полная деформация бетона ε_b в любой момент времени представляет собой сумму упругих (проекции наклонных линий на ось абсцисс) и неупругих деформаций (горизонтальные участки диаграммы), т.е.

$$\varepsilon_b = \varepsilon_{el} + \varepsilon_{pl}. \quad (2.2)$$

С уменьшением скорости загружения или увеличения времени выдержки бетона под нагрузкой деформации ползучести ε_{pl} возрастают и, следовательно, возрастают и суммарные деформации бетона ε_b. При этом кривые σ_b-ε_b все больше отклоняются от прямой, соответствующей мгновенному загружению (рис. 2.4, *б*).

При разгружении образца кривая $\sigma_b - \varepsilon_b$ будет обращена выпуклостью в противоположную сторону, причем касательная к этой кривой, проведенная в точке начала разгрузки (см. рис. 2.4, *а*), будет параллельна прямой упругих деформаций при загружении. После полной разгрузки в образце сохраняются (невосстанавливающиеся) деформации, которые, однако, с течением времени частично восстанавливаются. Эта незначительная часть остаточных деформаций (10-15%) называется деформацией упругого последствия (ε_{elp}).

С увеличением напряжений вследствие развития во времени деформаций ползучести угол наклона касательной к кривой σ_b-ε_b будет уменьшаться. Если провести касательную к этой кривой, то тангенс угла наклона касательной к оси абсцисс, т.е. величина

$$E_b' = \mathrm{tg}\alpha = \frac{d\sigma_b}{d\varepsilon_b} \quad (2.3)$$

будет представлять собой модуль полных деформаций или, сокращенно, модуль деформаций бетона. В отличие от начального модуля упругости E_b, характеризующего развитие упругих деформаций ε_{el}, модуль деформаций E_b' отражает развитие полных деформаций ε_b. Однако определение модуля деформаций затруднительно; поэтому для практических расчетов железобетонных конструкций используют введенный В.И. Мурашевым средний модуль упругопластичности

бетона, представляющий собой тангенс угла наклона секущей к кривой полных деформаций при заданном напряжении:

$$E_b' = \mathrm{tg}\,\alpha_1 = \frac{\sigma_b}{\varepsilon_b}\,. \qquad (2.4)$$

Модуль упругопластичности может быть выражен через модуль упругости следующим образом: из выражений (2.1) и (2.4) $E_b\varepsilon_{el} = E_b'\varepsilon_b$; следовательно,

$$E_b' = E_b\frac{\varepsilon_{el}}{\varepsilon_b}\,. \qquad (2.5)$$

Отношение упругих деформаций бетона к полным называют коэффициентом упругости бетона:

$$v = \frac{\varepsilon_{el}}{\varepsilon_b}\,,$$

а отношение пластических деформаций к полным – коэффициентом пластичности бетона:

$$\lambda_{pl} = \frac{\varepsilon_{pl}}{\varepsilon_b}\,.$$

Очевидно, что

$$v = \frac{\varepsilon_{el}}{\varepsilon_b} = \frac{\varepsilon_b - \varepsilon_{pl}}{\varepsilon_b} = 1 - \lambda_{pl}\,. \qquad (2.6)$$

Модуль упругопластичности бетона на основании (2.5) и (2.6) можно представить как

$$E_b' = vE_b = \left(1 - \lambda_{pl}\right)E_b\,. \qquad (2.7)$$

Теоретически коэффициент упругости бетона может изменяться в пределах от $v = 0$ (для идеально пластических материалов) до $v = 1$ (для идеально упругих материалов). Однако, как показали опыты с бетонными призмами, при различных напряжениях и длительности действия нагрузки значения v практически изменяются от 0,3 до 0,9. С увеличением напряжений и продолжительности действия нагрузки коэффициент упругости v уменьшается.

При осевом растяжении, так же, как и при сжатии, диаграмма напряжений-деформаций криволинейна. Начальные модули упругости бетона при растяжении и сжатии отличаются незначительно и практически могут быть приняты одинаковыми (см. рис. 2.4, *а*).

По аналогии вводятся понятия коэффициентов упругости и пластичности, а также модуля упругопластичности бетона при растяжении:

$$E'_{bt} = v_t E_b = (1 - \lambda_{plt}) E_b \,. \qquad (2.8)$$

Величина модуля упругости с увеличением прочности бетона возрастает.

Для обычного бетона средней прочности модули упругости колеблются в пределах от 27000 до 39000 *МПа*, т.е. в 5-8 раз ниже модуля упругости стали.

Коэффициент Пуассона для бетона, т.е. отношение поперечной деформации к продольной, с увеличением напряжений возрастает: начальное его значение $\nu = 0{,}2$.

Модуль сдвига бетона $G = \frac{E_b}{2(1+\nu)}$, его значение равно $0.4E_b$.

Деформативность бетона зависит, с одной стороны, от состава бетона, его прочности и плотности, упругопластических свойств составляющих (заполнителей, цементного камня), с другой – от вида напряженного состояния, величины и длительности действия нагрузки.

Предельная сжимаемость бетона ε_{bu} и при достижении напряжениями призменной прочности R_b изменяется в широких пределах от $1{\cdot}10^{-3}$ до $3{\cdot}10^{-3}$, в среднем принимают $\varepsilon_{bu} = 2{\cdot}10^{-3}$.

После достижения призменной прочности R_b на диаграмме σ_b-ε_b может образоваться нисходящая ветвь, характеризующаяся дальнейшим развитием деформаций при снижающихся напряжениях. Длина нисходящей ветви зависит как от свойств бетона, так и, особенно, от условий испытания. При наличии внешних или внутренних связей (арматуры или менее напряженных слоев бетона, что имеет место при неоднородном напряженном состоянии и т.п.), обеспечивающих перераспределение напряжений, длина нисходящей ветви особенно значительна. Максимальная деформация при разрушении бетонной призмы $\varepsilon_{b,max}$ может быть существенно больше деформаций ε_{bu}. Краевые деформации в сжатой зоне изгибаемых железобетонных элемен-

тов вследствие развития нисходящей ветви деформирования в 1,5-2 раза больше, чем при осевом сжатии бетонных призм.

При осевом растяжении бетона предельные деформации ε_{bu} в 10–20 раз меньше, чем при сжатии, в среднем их принимают равными $0{,}15 \cdot 10^{-3}$. Нисходящая ветвь на диаграмме растяжения бетона выражена меньше, чем при сжатии.

С увеличением прочности, а также при применении бетонов на пористых заполнителях предельные деформации как при сжатии, так и при растяжении увеличиваются.

Если на бетон действуют *многократно повторяющиеся нагрузки*, его прочностные и упругопластические свойства изменяются. После каждого цикла загружения и разгрузки в образце происходит постепенное накопление пластических (остаточных) деформаций. Поэтому при каждом последующем загружении деформации бетона под нагрузкой уменьшаются и представляют собой преимущественно упругие деформации. После определенного числа загружения и разгрузки пластические деформации при данном напряжении полностью снимаются, бетон ведет себя как упругий материал, зависимость σ_b-ε_b в пределах заданного напряжения делается линейной, причем угол наклона прямой к оси абсцисс сначала становится равным углу наклона касательной к кривой в начале координат α_0 (рис. 2.5, *а*), однако после определенного количества циклов загружения модуль упругости и деформаций снижается. При увеличении напряжения выше того значения, до которого производились многократные загружения, в образце снова будут развиваться как упругие, так и пластические деформации.

Кривая деформаций после многократного загружения при увеличении напряжений совпадает с кривой первичных деформаций при однократном загружении. Некоторые железобетонные конструкции (подкрановые балки, мосты, фундаменты под машины и т.п.) за время эксплуатации подвергаются многократно повторяющейся нагрузке с числом циклов загружения, исчисляемым миллионами.

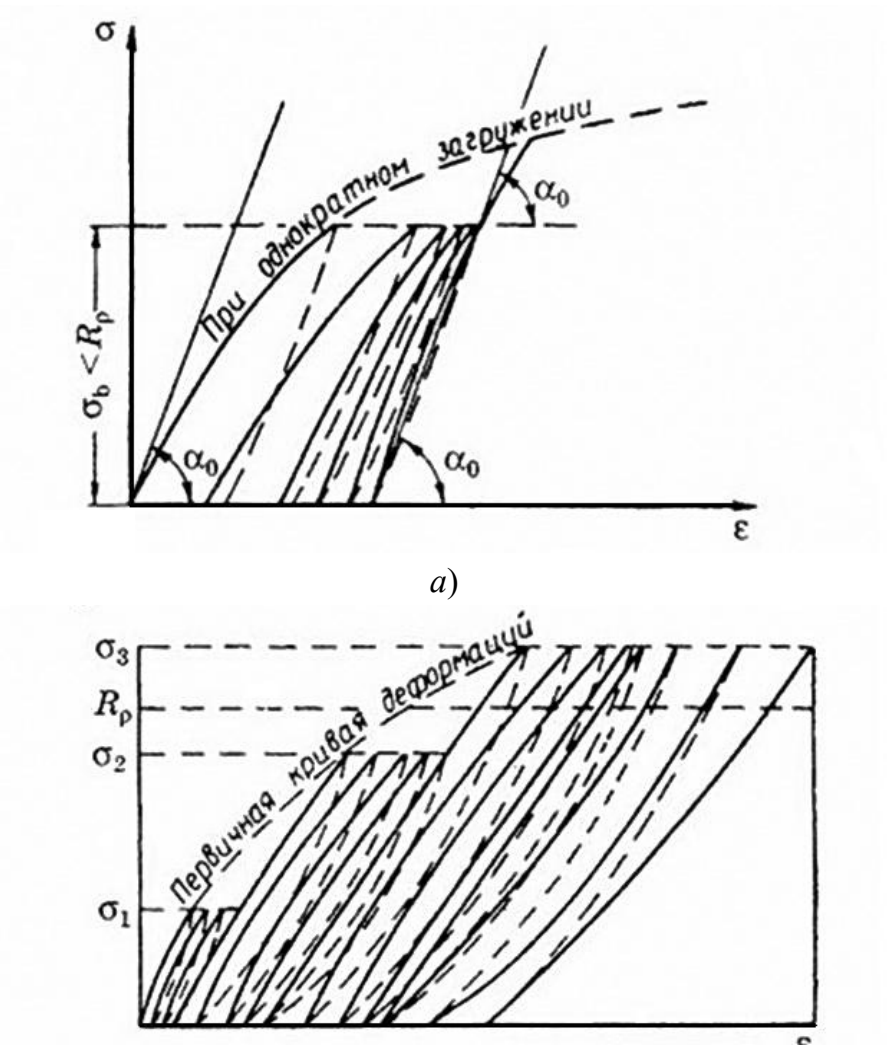


Рис.2.5. Деформации бетона при многократно повторяющемся сжатии и разгрузке: *а* – при напряжениях высокого уровня; *б* – напряжениях различного уровня

Если напряжения, вызываемые многократно повторяющейся нагрузкой, не превышают, например, половины величины призменной прочности, то такая нагрузка не вызывает разрушение бетона при практически бесконечном числе циклов. Однако при загружениях бетона до более высоких напряжений кривая деформаций, выпрямленная при первом этапе многократного загружения-разгрузки, при дальнейшем загружении снова станет искривляться. Если кривая деформаций станет искривляться в обратную сторону – выпуклостью к оси абсцисс (рис. 2.5, *б*), значит, наступила усталость бетона, характеризуемая нарастанием пластических деформаций с каждым циклом, которая приведет к разрушению бетона при напряжени-

ях, значительно меньших предела прочности при однократном загружении.

Предел выносливости (усталости) бетона R_ρ, т.е. предел прочности при многократно повторяющейся нагрузке, зависит от характеристики цикла напряжений в бетоне:

$$\rho_b = \frac{\sigma_{b,min}}{\sigma_{b,max}},$$

где $\sigma_{b,min}$ и $\sigma_{b,max}$ – соответственно наименьшее и наибольшее значения напряжений.

С уменьшением ρ_b уменьшается и предел выносливости бетона R_ρ.

2.1.4. Усадка и ползучесть бетона. Релаксация напряжений

Бетон – материал, состоящий из трех фаз – твердой, жидкой и газообразной, количественное соотношение которых изменяется с возрастом бетона. Это является причиной изменения его свойств во времени.

Одно из важных технических свойств бетона – способность к объемным изменениям, которые могут быть следствием физико-химических процессов гидратации цемента, изменения влагосодержания бетона (испарение влаги при твердении на воздухе и приток ее при твердении в воде), изменения температуры бетона, вызванного экзотермией цемента (выделением тепла при твердении) или перепадом температуры внешней среды и, наконец, действием внешней механической нагрузки.

Одна из основных причин объемных изменений бетона – усадка, под которой понимается совокупность изменений, обусловленных процессами гидратации цемента и изменениями влагосодержания бетона при твердении на воздухе.

Усадку бетона можно представить как сумму деформаций двух видов – собственно усадки и влажностной усадки. Собственно усадка происходит в результате уменьшения истинного объема системы цемент – вода при гидратации. Она может развиваться при полной изо-

ляции образца от внешней среды и всегда ведет к необратимому уменьшению первоначального объема.

Влажностная усадка связана с изменением влагосодержания бетона; она частично обратима: при твердении на воздухе происходит уменьшение объема (усадка), а при достаточном притоке влаги – увеличение объема (набухание). Деформации в результате влажностной усадки бетона в 10–20 раз превышают деформации собственно усадки, поэтому изменения влагосодержания бетона – основной источник усадочных деформаций.

Величина усадки (набухания) ε_{sl} зависит от вида цемента, состава бетона, способов укладки и ухода за бетоном, температурно-влажностных условий среды и др. и колеблется в широких пределах; средние значения для бетона могут быть приняты равными: усадка 0,3 *мм/м*, набухание 0,10 *мм/м*.

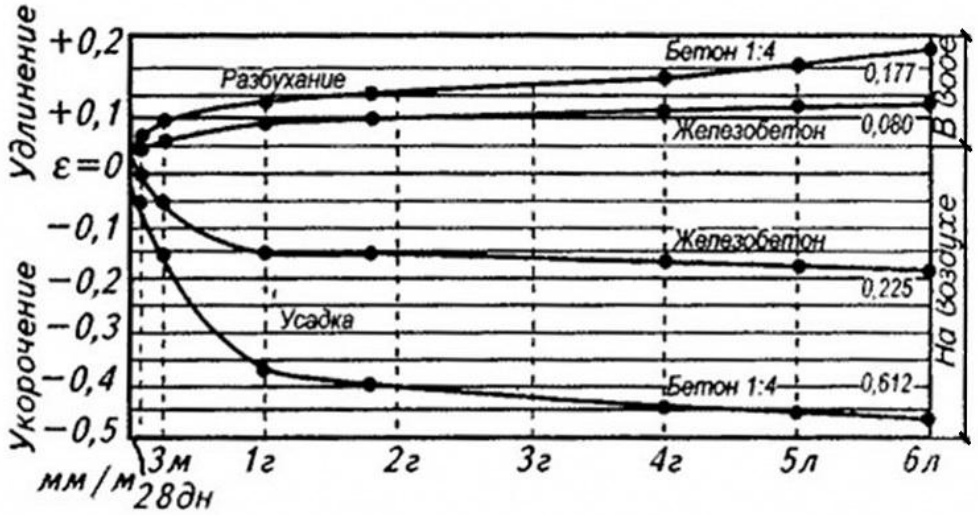


Рис.2.6. Развитие деформаций усадки и набухания бетона и железобетона во времени

Прирост деформаций усадки во времени происходит по затухающему закону, приблизительно пропорционально логарифму времени, и может продолжаться годами (рис. 2.6). Развитие влажностной усадки начинается с поверхности и постепенно по мере высыхания бетона распространяется вглубь. Это нередко приводит к растрескиванию поверхности бетона, наблюдаемому при быстром высыхании

(например, под действием солнечных лучей). Усадка является причиной образования в бетоне «собственных» напряжений, которые понижают трещиностойкость и жесткость конструкций, а следовательно, водонепроницаемость и долговечность сооружений. В предварительно напряженных конструкциях усадка бетона приводит к потерям предварительного напряжения.

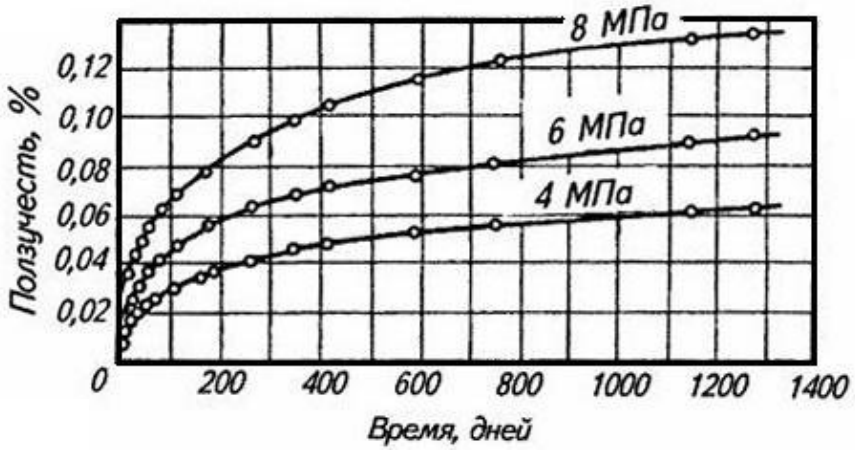
Ползучестью бетона называется его способность испытывать неупругие деформации во времени при длительном действии нагрузки или напряжений (включая температурные, усадочные и т.п.). Деформации ползучести при длительном выдерживании могут в несколько раз превышать деформации, развивающиеся при кратковременном загружении. Ползучесть бетона имеет весьма важное практическое значение и учитывается при расчете и проектировании конструкций.

Различают линейную и нелинейную ползучесть бетона.

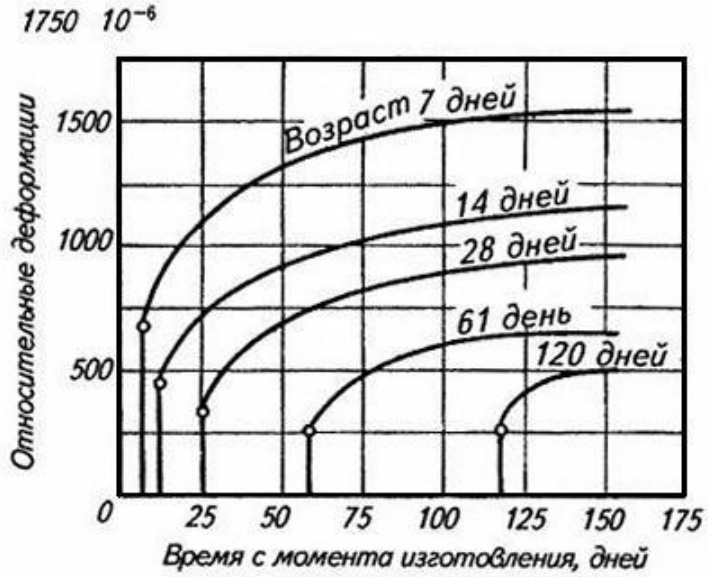
При линейной ползучести зависимость между напряжениями и деформациями ползучести можно считать линейной. Такая зависимость наблюдается лишь при сравнительно невысоких напряжениях – порядка $\sigma_b \leq 0{,}5R$. При более высоких напряжениях в бетоне развиваются деформации нелинейной ползучести; такие деформации растут быстрее напряжений.

Развитие линейной ползучести бетона во времени, так же как и усадка, протекает по затухающему закону, асимптотически приближаясь к пределу (рис. 2.7). Затухающий во времени характер ползучести бетона обусловлен тем, что гелевая структурная составляющая цемента, в основном подверженная ползучести, уменьшается в объеме, теряет часть пленочной воды, становится более вязкой. Кроме того, по мере деформирования кристаллического сростка происходит перераспределение напряжений: гелевая структурная составляющая разгружается, передавая напряжения кристаллическому сростку. Одновременно напряжения в цементном камне уменьшаются в результате большего нагружения заполнителей бетона.

При более высоких напряжениях (нелинейная ползучесть) наряду с указанными выше явлениями в бетоне возникают и развиваются микротрещины. Такие нарушения структуры материала носят необратимый характер и ведут к ускоренному нарастанию деформаций.



а)



б)

Рис.2.7. Развитие деформации ползучести во времени:
а – при разных напряжениях; *б* – при загружении в различном возрасте

На величину и характер развития ползучести оказывают влияние те же факторы, что и на усадку бетона. Опыты показали, что усадка и ползучесть бетона увеличиваются при повышении содержания цемента и воды (цементного теста) в бетоне. Усадка и ползучесть уменьшаются при применении заполнителей с более высокими зна-

чениями модуля упругости, увеличении влажности и снижении температуры среды, увеличении массивности конструкции (размеров поперечных сечений).

На ползучесть бетона оказывает также влияние вид напряженного состояния, величина напряжения, возраст бетона к моменту загружения и т.п.

С увеличением напряжения ползучесть бетона возрастает (рис. 2.7, *а*), причем зависимость деформаций ползучести от напряжений, не превышающих определенного предела, можно принять линейной. Чем в более позднем возрасте загружается бетон, тем ниже деформации ползучести (рис. 2.7, *б*), так как с увеличением возраста бетона кристаллический сросток упрочняется, а вязкость геля увеличивается.

Для количественного выражения ползучести бетона пользуются так называемой характеристикой ползучести

$$\varphi_t = \frac{\varepsilon_{pl}(\mathrm{t})}{\varepsilon_{el}}, \tag{2.9}$$

где $\varepsilon_{pl}(\mathrm{t})$ – относительная деформация ползучести к моменту времени t; ε_{el} – относительная упругая (мгновенная) деформация в момент загружения (при $t = 0$).

Предельное значение характеристики ползучести к моменту ее затухания $\varphi_t = \infty = \varphi$.

Величину ползучести удобно выражать через так называемую меру ползучести C(t), которая представляет собой деформацию ползучести при напряжении 1 *МПа*. Следовательно, при напряжении σ_b деформация ползучести $\varepsilon_{pl}(t) = C(t)\sigma_b$, а предельное ее значение выразится через предельное значение меры ползучести C как

$$\varepsilon_{pl} = C\sigma_b. \tag{2.10}$$

Деформация ползучести может быть выражена также через характеристику ползучести φ. Из формул (2.4), (2.6) и (2.9)

$$\varepsilon_{pl} = \lambda_{pl}\varepsilon_b = \lambda_{pl}\frac{\sigma_b}{E_b'} = \frac{\lambda_{pl}}{\nu}\frac{\sigma_b}{E_b} = \frac{\sigma_b}{E_b}\varphi\ . \tag{2.11}$$

Характеристика ползучести φ и мера ползучести C могут быть связаны между собой. Согласно (2.10) и (2.11)

$$\varphi = E_b C \,. \qquad (2.12)$$

Предельные значения характеристики ползучести φ (при $t = \infty$), как было отмечено, зависят от многих факторов и колеблются в пределах: для обычных тяжелых бетонов 1–4; для бетонов на пористых заполнителях – 2–5.

С явлением ползучести тесно связано понятие релаксации напряжений в бетоне – уменьшение напряжений во времени при сохранении неизменной (например, с помощью введенных связей) суммарной начальной деформации. Условие релаксации

$$\boldsymbol{\varepsilon}_b = \boldsymbol{\varepsilon}_{el} + \boldsymbol{\varepsilon}_{pl}(\mathrm{t}) = \mathrm{const} \,.$$

Если в элементе конструкции при длительном выдерживании под нагрузкой созданы препятствия для проявления свободных деформаций, т.е. соблюдается условие $\varepsilon_b = \mathrm{const}$, то увеличению деформаций ползучести $\varepsilon_{pl}(t)$ непременно должно сопутствовать уменьшение упругих деформаций ε_{el}. Снижение же величины упругой части общей неизменной деформации влечет за собой релаксацию напряжений. Релаксация напряжений, так же, как и ползучесть бетона, затухает во времени.

2.1.5. Классы и марки бетона

Вследствие неоднородности бетона и других случайных факторов свойства его могут колебаться в довольно широких пределах, поэтому в расчет следует вводить показатели прочности, заданные с определенной надежностью.

Нормативное значение кубиковой прочности бетона – это показатель прочности, заданный с надежностью 0,95, т.е.

$$R_n = R_m(1 - 1{,}64\upsilon), \qquad (2.13)$$

где R_m – среднестатистическая прочность бетона; υ – коэффициент вариации (изменчивости) прочности бетона, принимаемый для обычного тяжелого бетона и бетонов на пористых заполнителях равным 0,135.

При оценке изменчивости изучаемого свойства (например, прочности бетона) недостаточно знать абсолютную величину стандарта S, имеющего ту же размерность, что и показатель изучаемого свойства. Необходимо установить также относительную изменчивость этого свойства, т.е. вычислить коэффициент изменчивости (вариации) – безразмерный показатель:

$$\upsilon = \frac{S}{R}.$$

В теории вероятности доказано, что не менее 68,3% всех испытанных образцов покажут прочность в пределах $R_m \pm S$; не менее 97,7 – $R_m \pm 2S$, а 99,7% – $R_m \pm 3S$ (практически уложится все количество).

Событие считается практически невероятным, если оно проявляется реже трех раз на 1000 случаев. Следовательно, $R_m - 3S$ – практически возможный предел снижения прочности. О такой величине говорят, что она задана с надежностью (вероятностью) 0,997.

Классы бетона по прочности на сжатие, обозначаемые B, соответствуют гарантируемой прочности с обеспеченностью 0,95 и численно равны нормативной кубиковой прочности R_n, определяемой по формуле (2.13). Класс бетона по прочности, или нормативное сопротивление, является базисной (контролируемой) характеристикой бетона. Она указывается на рабочих чертежах изделий и должна обеспечиваться при их изготовлении.

Получение заданного значения R_n или B зависит от R_m и υ – см. формулу (2.13).

На предприятиях с хорошо организованным производством, где изготавливают бетон с высокой однородностью (низким значением коэффициента изменчивости υ), среднюю прочность R_m можно снизить, что позволит уменьшить расход цемента. Если же выпускаемый предприятием бетон имеет большую изменчивость прочности, то для обеспечения требуемых значений нормативной прочности и показателя надежности придется повысить среднюю прочность бетона, что вызовет перерасход цемента.

При коэффициенте изменчивости $\upsilon = 0{,}135$, согласно формуле (2.13), $R_n = 0{,}78R_m$. Если же $\upsilon = 0{,}07$, то для получения тех же значений нормативного сопротивления R_n средняя прочность может быть меньше, т.е. $R_{m1} < R_m$ (рис. 2.8):

$$R_{m1} = \frac{R_n}{1-1.64\cdot 0.07} = \frac{0.78R_m}{1-1.64\cdot 0.07} = 0.88R_m \ .$$

При $\upsilon = 0{,}2$ получим $R_{m2} > R_m$.

$$R_{m2} = \frac{0.78R_m}{1-1.64\cdot 0.02} = 1.14R_m \ ,$$

т.е. в этом случае из-за высокого значения коэффициента изменчивости среднюю прочность бетона приходится повышать.

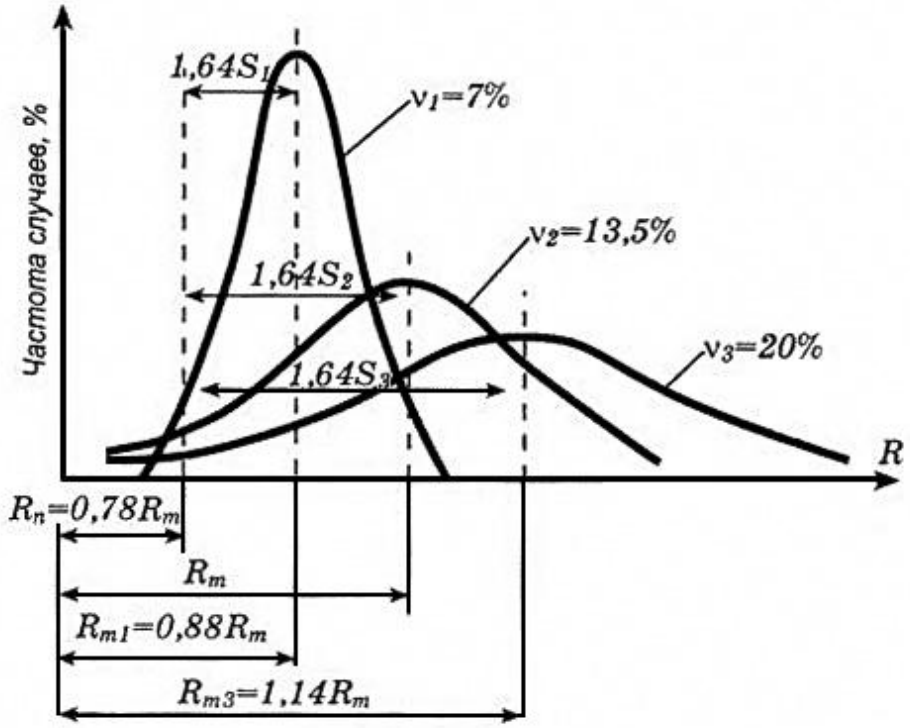


Рис.2.8. Кривые нормального распределения при различных коэффициентах вариации v и соответствующие значения средней прочности бетона R_m, обеспечивающие получение заданного нормального сопротивления R_n

Нормативные сопротивления бетонных призм сжатию R_{bn} и осевому растяжению R_{btn} (при отсутствии контроля путем испытания на растяжение) принимают в зависимости от кубиковой прочности бетона. Если же прочность бетона на растяжение контролируется

непосредственным испытанием образцов, то нормативное сопротивление бетона осевому растяжению

$$R_{btn} = R_{btm}(1-1{,}64\upsilon), \qquad (2.14)$$

где R_{btm} – средняя прочность бетона на растяжение.

Класс бетона по прочности на сжатие *B* устанавливают по результатам испытаний бетонных кубиков с ребром 15 *см* после 28-суточного хранения при температуре $20 \pm 2°C$ и относительной влажности среды не ниже 95% с учетом статистической изменчивости прочности.

Для бетонных и железобетонных конструкций из обычных тяжелых бетонов предусмотрены следующие классы по прочности на сжатие: B3,5; B5; B7,5; B10; B12.5; B15; B20; B25; B30; B35; B40; B45; B50; B55; B60; B70; B80; B50; B100.

Для железобетонных конструкций из тяжелого бетона не допускается бетон класса ниже B15. Для железобетонных сжатых стержневых элементов рекомендуется принять бетон класса не ниже B25.

Классы бетона по прочности на осевое растяжение B_t численно равны нормативным сопротивлениям, определяемым по формуле (2.14), т.е. прочности на осевое растяжение, заданной с обеспеченностью 0,95.

Класс бетона по прочности на осевое растяжение в ряде сооружений, в частности гидротехнических, является основной характеристикой прочности бетона, которую задают с обеспеченностью 0,95. Установлены следующие классы бетона по прочности на осевое растяжение: $B_t0{,}8$; $B_t1{,}2$; $B_t1{,}6$; $B_t2{,}0$; $B_t2{,}4$; $B_t2{,}8$; $B_t3{,}2$; Bt3,6; Bt4,0; Bt4,4; Bt4,8.

Их выбирают в зависимости от назначения конструкции и условий ее эксплуатации на основании технико-экономических соображений.

Марка бетона по средней плотности отвечает средней плотности бетона в высушенном состоянии в *кг/м*^{3}. Для легких бетонов на пористых заполнителях марки бетона по плотности лежат в пределах

D800 – D2000 с интервалом 100. При плотности выше 2000 до 2200 *кг/м*^{3} бетоны относят к облегченным, а при более 2200 *кг/м*^{3} – к тяжелым.

Марка бетона по морозостойкости характеризует количество циклов попеременного замораживания и оттаивания в насыщенном водой состоянии, которое выдерживают образцы. Для тяжелого бетона установлены следующие марки по морозостойкости: F50; F75; F100; F150; F200; F300; F400; F500; F600; F800; F1000.

Марка бетона по водонепроницаемости зависит от степени водонепроницаемости бетона. С повышением марок величины коэффициентов фильтрации $K_ф$ уменьшаются. Установлены следующие марки бетона по водонепроницаемости: W2; W4; W6; W8; W10; W12; W14; W16; W18; W20.

2.2. Арматура

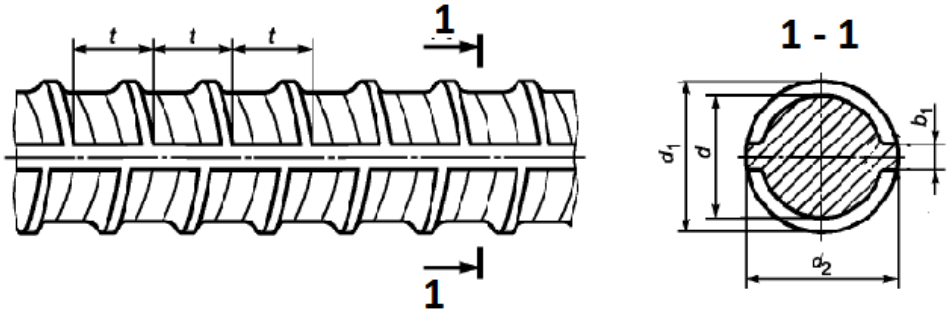
2.2.1. Виды и механические свойства стальной арматуры

Арматура железобетонных конструкций состоит из рабочих стержней, которые предназначены для восприятия действующих усилий, и стержней монтажных, служащих для образования из отдельных стержней арматурных сеток или каркасов. Арматура может быть гладкой или периодического профиля (рис.2.9 и 2.10).

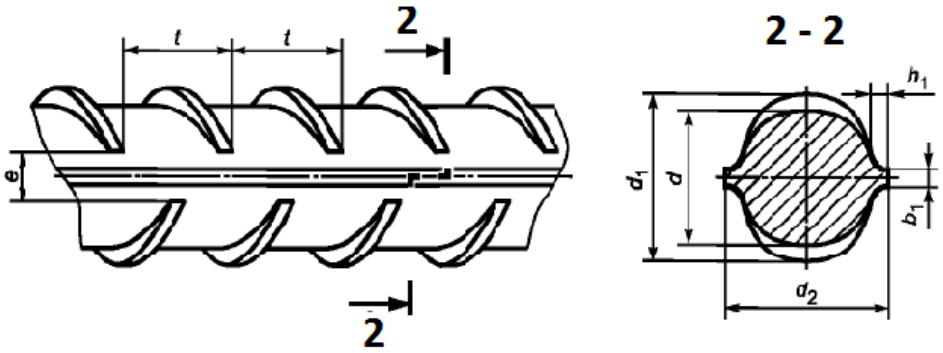
Механические свойства арматурных сталей зависят от технологии изготовления арматуры и химического состава стали.

Временное сопротивление чистого железа (феррита) сравнительно невелико, а удлинение при разрыве значительно. Чтобы повысить прочность стали и уменьшить относительную деформацию, в ее состав вводят углерод (0,2-0,4%) и легирующие добавки (марганец, кремний, хром и др.) в количестве 0,6-2%. Этим достигается существенное увеличение прочности стали, но снижается пластичность и свариваемость.

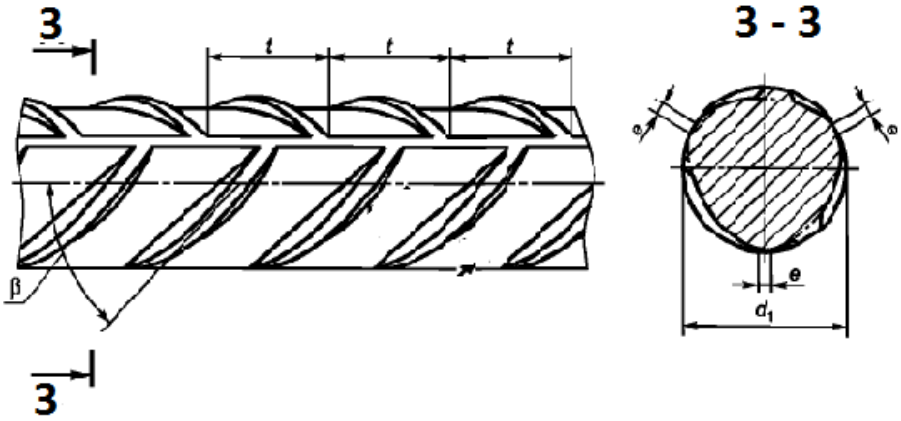
Форма профиля 1Ф



Форма профиля 2Ф



Форма профиля 3Ф



Форма профиля 4Ф

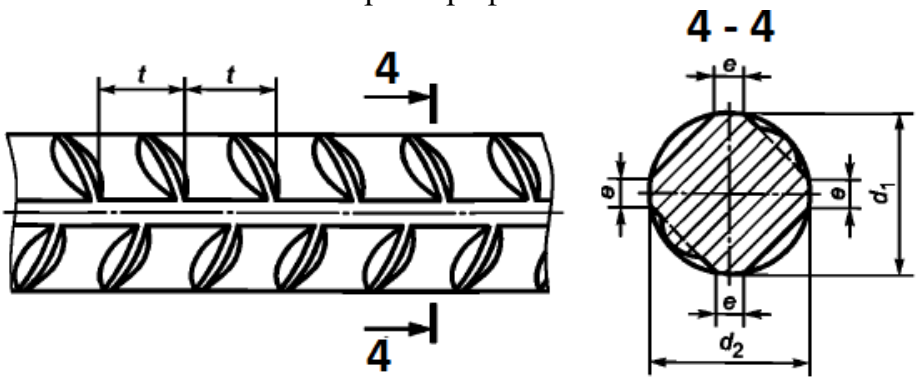
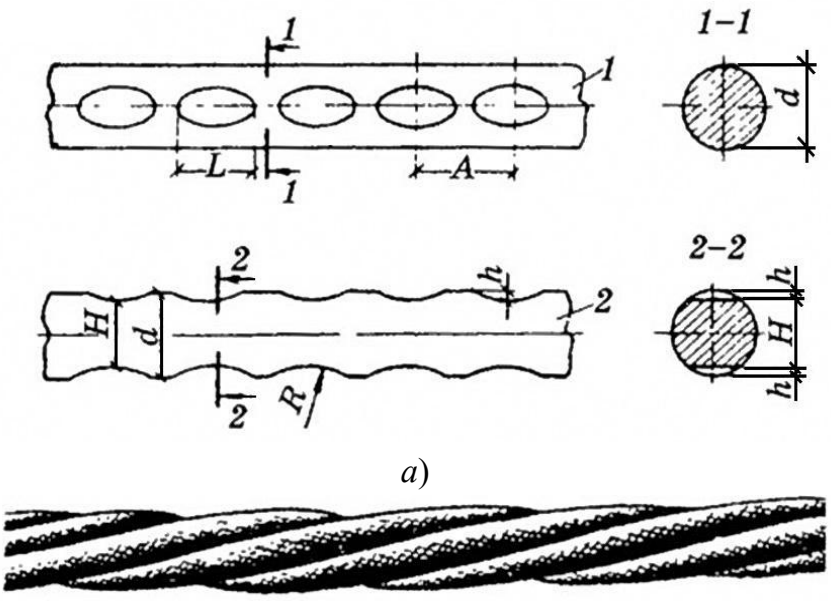


Рис.2.9. Формы профилей прокатной арматуры
для железобетонных конструкций



а)

б)

Рис.2.10. Проволочная (*а*) и канатная (*б*) арматура:
1 – вид со стороны вмятин; 2 – вид с гладкой стороны

Арматуру выпускают в виде холоднотянутой проволоки из низкоуглеродистой стали (арматура классов В500, Вр500, Вр1200 – Вр1600), арматурных канатов (арматура классов К1400 – К1900) и в виде прокатных стержней (прутков).

Арматурный прокат классифицируют:

– по назначению: для армирования сборных железобетонных конструкций и возведения монолитного железобетона в зависимости от уровня предела текучести $\sigma_{\text{Т}}$ (σ_{02}), Н/мм^2, – по классам: А240, А400, А500, А600; для армирования предварительно-напряженных железобетонных конструкций в зависимости от уровня предела текучести $\sigma_{\text{Т}}$ (σ_{02}), Н/мм^2, – по классам: Ап600, А800, А1000.

– по конфигурации периодического профиля (см. рис. 2.9).

Классифицируют прокат по состоянию поставки (в прутках или в мотках), по набору технических требований, по дополнительным требованиям (свариваемость, категории пластичности, стойкости против коррозионного растрескивания, выносливости при многократно повторяющихся циклических нагрузках и т.д.).

По геометрическим параметрам различают арматуру гладкого профиля (класс А240) и периодического профиля (класс: А400, А500, А600, Ап600, А800 и А1000). Прокат классов А240, А400, А500, А600 и Ап600 поставляют в прутках и мотках. Прокат классов А800 и А1000 – в прутках. Проволочная арматура классов В500, Вр500, Вр1200 – Вр1600 и канаты классов К1400 – К1900 поставляются в мотках.

Мягкие горячекатаные стали (например, сталь марок Ст3, Ст5, 25Г2С и др.) имеют, как правило, на диаграмме σ – ε площадку текучести (ВС) и отличаются значительными удлинениями при разрыве ε_{el} (рис. 2.11, кривая 2), достигающими 15–25%.

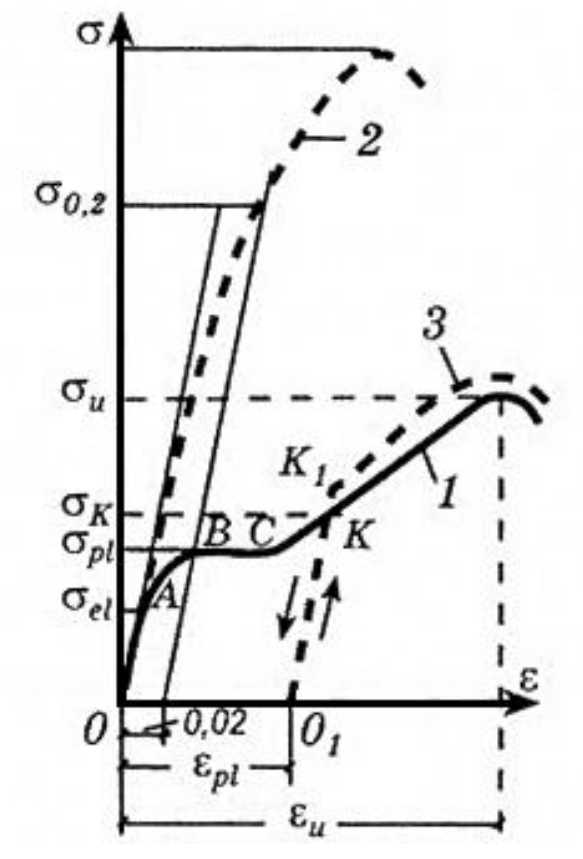


Рис.2.11. Характерные диаграммы растяжения стальной арматуры:
1 – при наличии площадки текучести; 2 – при отсутствии;
3 – упрочнённой вытяжкой

К твердым относятся стали холоднодеформированные (вытяжка, волочение, сплющивание и т.п.) и термически упрочненные (нагревание до 800°С, быстрое охлаждение в масле и отпуск

в свинцовой ванне при 500°С). Диаграмма σ – ε для таких сталей не имеет площадки текучести (рис. 2.11, кривая 2); относительные удлинения при разрыве малы (3-5%), разрушение происходит хрупко. Для таких сталей в качестве условного предела текучести установлено напряжение $\sigma_{0,2}$, при котором остаточное удлинение равно 0,2%.

Упрочнение стали холодным деформированием основано на явлении **наклепа** – повышении предела упругости и предела текучести σ_{el} в результате загружения стали до напряжений, превышающих предел текучести σ_{pl} и разгрузки, вследствие чего происходит изменение кристаллической структуры металла. Если довести напряжение в стали до $\sigma_к > \sigma_{pl}$, то после разгрузки (участок KO_1 кривая *3* на рис 2.11) в образце сохраняются остаточные деформации ε_{pl}. При повторном загружении новая линия диаграммы сольется с линией разгрузки вплоть до точки К, соответствующей напряжению $\sigma_к$, т.е. произойдет повышение предела упругости с σ_{el} до $\sigma_к$. С течением времени, вследствие так называемого старения стали, произойдет некоторое повышение пределов упругости (точки K_1) и предела прочности. Таким образом, холодным деформированием (например, вытяжкой) можно существенно повысить предел упругости и предел текучести мягкой стали.

При нагреве арматурных сталей их прочность существенно изменяется. Особенно чувствительны к повышению температуры стали холоднодеформированные: при нагревании выше 300-400°С они теряют наклеп и при дальнейшем повышении температуры прочность их значительно снижается. Горячекатаные стали при нагревании до 300°С не только не теряют начальную прочность, но даже упрочняются (например, сталь класса А400); однако при повышении температуры свыше 400°С прочность их также снижается.

При испытании арматурных стержней на осевое растяжение в разрывных машинах устанавливаются следующие основные механические характеристики арматурных сталей:

– условный предел упругости $\sigma_{0,02}$ – напряжение, при котором отклонение деформаций от линейной зависимости σ_s – ε_s достигает 0,02 %;

– физический предел текучести σ_{pl} – наименьшее напряжение, при котором деформации арматуры возрастают без увеличения напряжений;

– условный предел текучести $\sigma_{0,2}$ – напряжение, при котором остаточная деформация после полной разгрузки составляет 0,2%;

– временное сопротивление σ_u – наибольшее напряжение, предшествующее разрушению стержня;

– относительное равномерное удлинение δp – изменение расчетной длины образца на участке, не включающем место разрыва, выраженное в % от первоначальной расчетной длины;

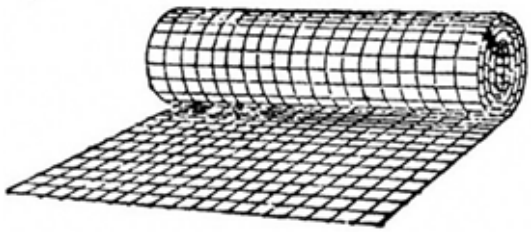
– относительное удлинение после разрыва δ, % – изменение расчетной длины образца, в пределах которой произошел разрыв;

– в зависимости от величины расчетной длины к букве δ добавляется индекс, например при $l = 5d$ деформация обозначается δ_5.

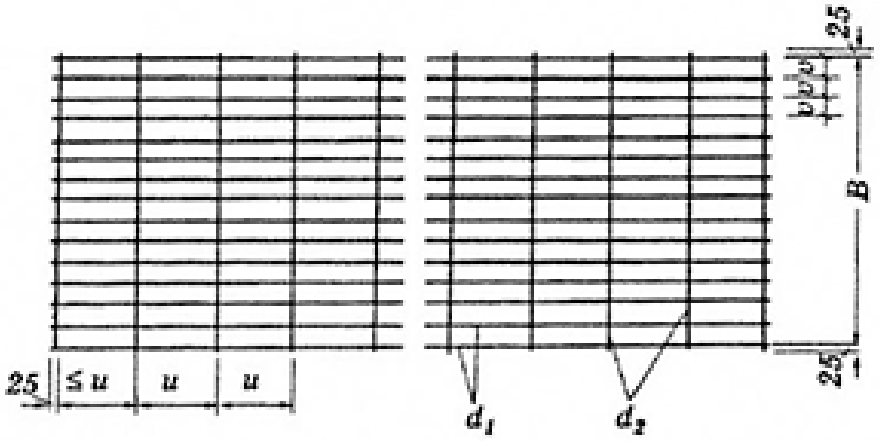
2.2.2. Арматурные изделия, закладные детали и стыки арматуры

Для армирования железобетонных конструкций принимают арматурные изделия в виде сварных сеток и каркасов, изготовляемых в цехах со специализированным оборудованием для правки, резки, гнутья, вытяжки и сварки арматуры.

Сварные рулонные и плоские сетки для армирования плит изготовляют из обыкновенной арматурной (холоднотянутой) проволоки диаметром 3-5 *мм* и из горячекатаной стали класса А240 и А400 диаметром 6-10 *мм* (рис. 2.12). В массивных конструкциях применяют также плоские сварные сетки, изготовляемые из стержней диаметром более 10 *мм*. В рулонных сетках диаметр продольных стержней не должен превышать 5 *мм*. В местах пересечений все стержни сеток соединяются контактной точечной электросваркой.



а)



б)

Рис. 2.12. Сварные арматурные сетки:
а – рулонная; *б* – плоская

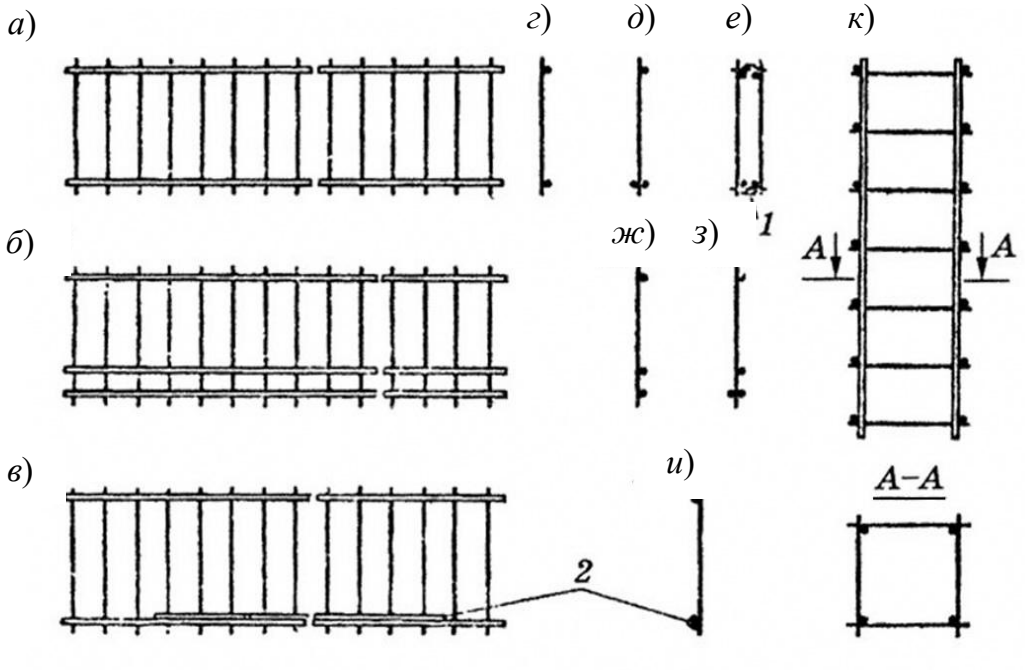


Рис. 2.13. Сварные арматурные изделия:
1, 2 – сварка

Для армирования линейных элементов (балок, колонн) применяют пространственные каркасы, образуемые плоскими сетками типа «лесенка» (рис. 2.13, *а*, *б, в*) из продольных и поперечных стержней.

Продольные стержни располагают в таких сетках либо с одной стороны (рис. 2.13, *г, ж, и),* либо с двух сторон (рис. 2.143 *д,* з), в один (рис. 2.13, *г, д*) или в два ряда (рис. 2.14, *ж, з, и*) по высоте. При одностороннем расположении продольные стержни можно устанавливать вплотную друг к другу, скрепив их сваркой (рис. 2.13, *в, и*). Для уменьшения ширины балок две плоские сетки можно объединять дуговой сваркой в одну (рис. 2.13, *е*). Плоские сетки объединяют для удобства транспортирования и монтажа в пространственные каркасы (рис. 2.13, *к*).

Соотношение диаметров продольных и поперечных стержней сварных сеток, изготавливаемых на машинах для точечной контактной сварки, должно быть не более четырех.

При применении сварных сеток и каркасов благодаря соединению стержней в местах пересечений электросваркой достигается надежная анкеровка арматуры в бетоне. При армировании же отдельными стержнями или вязаными сетками и каркасами анкеровка оказывается достаточно надежной, если применена арматура периодического профиля.

В случае применения гладкой арматуры концы стержней необходимо снабжать крюками.

2.3. Основные свойства железобетона

Свойства железобетона зависят не только от свойств бетона и арматуры, но также от количества арматуры, ее размещения в конструкции, наличия предварительного напряжения и т.п.

Обычный железобетон (без предварительного напряжения) обладает низкой трещиностойкостью. Например, в балках при нагрузке, составляющей всего 0,2–0,3 разрушающей, в растянутой зоне бетона уже образуются трещины. Трещины в железобетоне в большинстве случаев не препятствуют нормальной эксплуатации конструкции, если к ним не предъявляются требования водонепроницаемости или повышенной коррозионной стойкости. Трещиностойкость железобетона увеличивается при рассредоточенном (дисперсном) армирова-

нии (частом расположении арматуры малых диаметров). Радикальным средством увеличения трещиностойкости является применение предварительного напряжения конструкций.

Сцепление арматуры с бетоном обеспечивается связью арматуры с цементным камнем, силами трения, возникающими благодаря обжатию арматуры бетоном при его усадке и особенно сопротивлением бетона срезу при наличии выступов на поверхности арматуры. Сцепление арматуры периодического профиля с бетоном в 2-3 раза выше, чем арматуры гладкого профиля.

При выдергивании стержня из бетона касательные напряжения сцепления $\tau_{сц}$ распределяются вдоль стержня неравномерно, достигая наибольших значений $\tau_{сц.макс}$ на некотором расстоянии от начала заделки стержня (рис. 2.14). Среднее (условное) напряжение сцепления определяют по формуле

$$\tau_{\text{сц. усл}} = \mathrm{P}/u\mathrm{l}_3,$$

где u – периметр стержня; l_3 – длина его заделки.

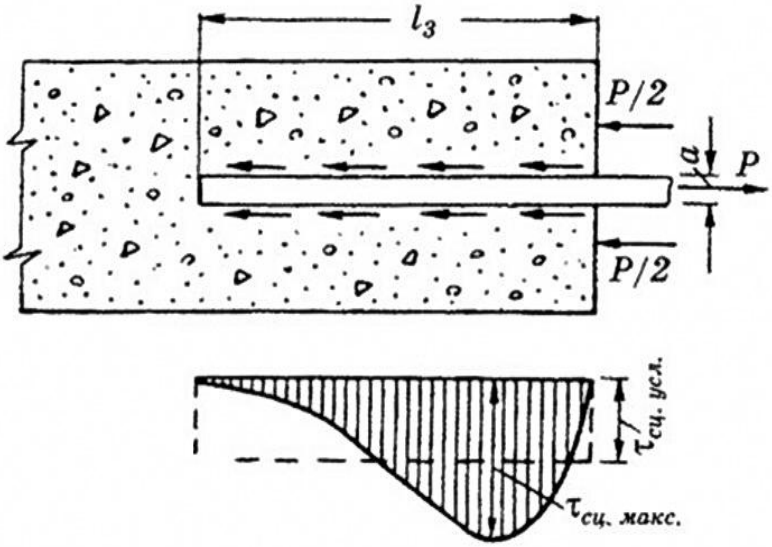


Рис. 2.14. Расположение напряжений сцепления при выдёргивании стержня из бетона

С уменьшением периметра u сопротивление стержня скольжению увеличивается, что повышает трещиностойкость железобетона. Увеличение длины заделки стержня l_3 до определенного предела ве-

дет к уменьшению $\tau_{сц}$, однако при $l_3 > (15 \div 20)d$ сопротивление выдергиванию практически остается неизменным.

Сопротивление скольжению сжатого стержня (при выталкивании) несколько выше, чем при выдергивании, благодаря увеличению поперечного сечения стержня при сжатии.

Сопротивление сдвигу стержня в бетоне возрастает с повышением прочности, плотности и возраста бетона, содержания в нем цемента и т.п. В среднем для обычных бетонов с арматурой гладкого профиля $\tau_{\text{сц. усл}} = 2{,}5 - 4$ *МПа*, а с арматурой периодического профиля $\tau_{\text{сц. усл}} > 7$ *МПа*.

Благодаря сцеплению арматура и бетон в нагруженной конструкции деформируются совместно; между ними постоянно происходит перераспределение внутренних усилий в соответствии с упругопластическими и физическими свойствами бетона и стали. Величины усадки и ползучести железобетона оказываются значительно меньшими, чем в неармированном бетоне, благодаря сцеплению бетона с арматурой, препятствующей развитию усадки и ползучести.

Анкеровку арматуры (закрепление стержня по концам железобетонного элемента) осуществляют одним из следующих способов или их сочетанием: в виде прямого окончания стержня (прямая анкеровка); с загибом на конце в виде крюка, отгиба (лапки) или петли; приваркой дополнительных поперечных стержней; применением специальных анкерных устройств на конце стержня (пластин, шайб, гаек, высаженных головок и т.п.). Прямую анкеровку и анкеровку с лапками допускается применять только для арматуры периодического профиля.

Продольные стержни растянутой и сжатой арматуры должны быть заведены за нормальное к продольной оси элемента сечение, в котором они участвуют с полным расчетным сопротивлением на длину не менее *lan*.

Требуемую расчетную длину анкеровки определяют по формуле

$$l_{an} = \propto_1 l_{0,an} \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}}; \qquad (2.15)$$

базовая (основная) длина анкеровки вычисляется следующим образом:

$$l_{0,an} = \frac{R_s A_s}{R_{bound} U_s}, \qquad (2.16)$$

где $A_{s,cal}$ и $A_{s,ef}$ – площади поперечного сечения арматуры по расчёту и фактически установленная; R_{bond} – расчётное сопротивление сцепления арматуры с бетоном, принимаемое равномерно распределённым по длине анкеровки и определяемое по формуле

$$R_{bond} = \eta_1 \eta_2 R_{bt}.$$

Коэффициенты η_1 и η_2 зависят от вида арматуры и её диаметра, а коэффициент $\propto_1$ учитывает влияние напряжённого состояния бетона и арматуры (для растянутых стержней $\propto_1$=1,0, для сжатых – $\propto_1$=0,75).

В любом случае фактическую длину анкеровки принимают не менее 15 диаметров стержня и не менее 200 мм, а для ненапрягаемых стержней также не менее $0,3 l_{0,an}$.

Усадка и набухание железобетона примерно вдвое ниже, чем бетона (см. рис. 2.6). При усадке бетона в арматуре, препятствующей ее развитию, возникают сжимающие напряжения, а в бетоне – растягивающие. Величины растягивающих напряжений в бетоне зависят от усадки, количества арматуры и характера армирования. С увеличением количества арматуры растягивающие напряжения в бетоне от усадки возрастают. При несимметричном армировании элемент под действием усадки бетона изгибается так, что в бетоне со стороны расположения более мощной арматуры возникают растягивающие напряжения, которые складываются с растягивающими напряжениями от внешней нагрузки, что приводит к более раннему появлению трещин в бетоне. Однако в стадии разрушения элемента, когда бетон растянутой зоны испещрен трещинами, влияние начальных усадочных напряжений на предельную прочность внешне статически определимого элемента практически исчезает.

Усадочные напряжения могут вызвать образование трещин в бетоне железобетонных элементов. В связи с этим при проектировании конструкций большой протяженности следует предусматривать

устройство усадочных швов. Аналогичное воздействие на конструкцию оказывают и температурные деформации, возникающие при изменении температуры среды. Поэтому температурные и усадочные деформационные швы обычно совмещают и называют температурно-усадочными швами.

В железобетонном элементе при длительном действии нагрузки в результате ползучести бетона происходит перераспределение усилий между бетоном и арматурой. В центрально-сжатых железобетонных колоннах усадка и ползучесть действуют в одном направлении, уменьшая напряжения в бетоне и увеличивая их в продольной арматуре, так как бетон, деформируясь, разгружается. Однако при увеличении нагрузки на колонну деформации арматуры возрастают, в то время как в бетоне предельные деформации ограничиваются сравнительно небольшими значениями. Это приводит к обратному перераспределению усилий – нагружению бетона и разгрузке арматуры. Опыты показали, что ползучесть бетона, вызывая увеличение напряжений в арматуре колонн при эксплуатационной нагрузке, не уменьшает конечной несущей способности элемента.

В железобетонных балках ползучесть сжатой зоны бетона вызывает уменьшение сжимающих напряжений в бетоне; напряжения же в растянутой арматуре, наоборот, возрастают. Усадка бетона в этом случае оказывает обратное действие: увеличивает напряжения в сжатой зоне бетона и уменьшает напряжения в растянутой арматуре. В целом деформации железобетонных элементов (особенно прогибы балок) вследствие ползучести бетона при длительном действии нагрузки значительно возрастают. При армировании сжатой зоны балок ползучесть сжатого бетона заметно снижается, что ведет к уменьшению прогиба при длительном действии нагрузки.

Выносливость железобетона, т.е. способность сопротивляться воздействию многократно повторяющихся нагрузок, имеет важное значение в конструкциях мостов, фундаментов под машины, в подкрановых балках, перекрытиях промышленных зданий, где оборудованием создаются вибрационные нагрузки и др. В этих случаях кон-

струкции рассчитывают с учетом предела выносливости бетона и арматуры.

Коррозия железобетона связана с коррозией арматуры и бетона, которая может развиваться под действием жидких или газообразных агрессивных веществ, а также фильтрующейся воды, проникающей внутрь балок через поры и трещины. Коррозия арматуры, как правило, сопровождается увеличением ее объема в сравнении с первоначальным, что вызывает откол участков бетона. При коррозии бетона происходит выщелачивание цементного камня (вынос гидрата окиси кальция на поверхность) и другие виды разрушения.

Борьба с коррозией железобетона ведется применением плотных бетонов, сульфатостойких цементов, полимербетонов, окраски, оклейки, оштукатуривания или облицовки конструкций специальными изоляционными материалами.

Сопротивление железобетона воздействию высоких температур зависит от температуры нагрева и длительности ее действия. Огнестойкость железобетонного элемента оценивается пределом огнестойкости (ч), т.е. временем, по истечении которого при пожаре наступают потеря несущей способности элемента, образование трещин, через которые огонь способен проникать в соседние помещения, или нагрев до 150°С на обращенной к огню поверхности. Предел огнестойкости железобетонных элементов зависит от размеров сечения, конструктивной схемы элемента, вида арматуры, способа армирования и особенно от толщины защитного слоя. Железобетон относится к огнестойким материалам, способным противостоять при пожаре высоким температурам в течение нескольких часов.

В сооружениях, где длительно воздействуют высокие температуры (фундаменты доменных печей, борова, дымовые трубы и т.д.), к железобетонным конструкциям предъявляют требования жаростойкости. В этом случае применяют специальную изоляцию конструкций (футеровку) или, что более экономично и надежно, железобетонные конструкции изготовляют из жаростойкого бетона.

Защитный слой бетона – расстояние от наружной поверхности конструкции до ближайшего стержня – предусматривается для обес-

печения совместной работы арматуры и бетона, защиты арматуры от коррозии и действия высоких температур.

При эксплуатациях конструкции здания в закрытых помещениях при нормальной и пониженной влажности защитный слой бетона принимают не менее 20 мм; при отсутствии дополнительных мероприятий: при повышенной влажности в закрытых помещениях – не менее 25 мм; на открытом воздухе – не менее 30 мм; в грунте – не менее 40 мм; в фундаментах при наличии бетонной подготовки – не менее 40 мм. Для конструктивной арматуры минимальные значения толщины защитного слоя бетона принимают на 5 мм меньше по сравнению с требуемыми для рабочей арматуры.

Для сборных элементов указанные минимальные значения толщины защитного слоя бетона рабочей арматуры принимают на 5 мм меньше.

Во всех случаях толщину защитного слоя следует принимать не менее диаметра стержня арматуры и не менее 10 мм.

При воздействии на железобетонные конструкции высоких температур или агрессивной среды, а также повышенной влажности толщину защитного слоя увеличивают и назначают с учетом специальных нормативных требований, в частности СП 28.13330.

3. МЕТОДЫ РАСЧЕТА ПРОЧНОСТИ

3.1. О теории сопротивления железобетона

Зависимость между напряжениями и деформациями бетона нелинейна. Армирование не устраняет этой особенности работы бетона под нагрузкой. Поэтому теория сопротивления упругих материалов для железобетона непригодна.

Такие свойства бетона и железобетона, как ползучесть, усадка, образование трещин в растянутой зоне железобетонных элементов, существенно влияют на напряженно-деформированное состояние железобетонных конструкций. Если, кроме того, учесть, что эти свойства в значительной степени зависят от вида бетона и арматуры, характера армирования, вида напряженного состояния, возраста бетона, длительности действия нагрузки и других факторов, то станет понятным, насколько сложна задача создания строгой теории сопротивления железобетона.

Все вопросы, связанные с сопротивлением бетона и железобетона, могут быть решены только на основе опытных данных, поэтому результаты экспериментальных исследований в создании теории железобетона имеют исключительное значение.

В процессе развития и усовершенствования теории расчета железобетонных элементов по несущей способности пройдены три основных этапа. На первом этапе для расчета железобетонных элементов пользовались теорией упругости железобетона (расчет по допускаемым напряжениям), основанной на формулах сопротивления материалов, принимая, что сечения железобетонных элементов работают в упругой стадии.

На втором этапе, в 1931 г. (предложение А.Ф. Лолейта), под руководством А.А. Гвоздева были получены важные данные, позволившие осуществить более прогрессивный метод расчета по стадии разрушения, который послужил основой норм и технических условий проектирования железобетонных конструкций, действовавших в период с 1938 по 1955 г.

На третьем этапе, с 1955 г., был принят новый метод расчета – по расчетным предельным состояниям. Этот метод постоянно совершенствуется. В действующих нормах рекомендуется расчёт железобетонных конструкций выполнять с использованием нелинейной деформационной модели с использованием диаграмм деформирования (диаграмм состояния) бетона и арматуры, а также на основе предельных усилий.

3.2. Напряжения и деформации железобетона при сжатии

Железобетонные элементы, подвергаемые осевому сжатию (рис. 3.1), армируют в основном продольными и поперечными стержнями (хомутами). Последние имеют двоякое назначение: препятствуют выпучиванию продольной арматуры при сжатии и обеспечивают соединение отдельных продольных стержней в плоские и пространственные каркасы. При осевом сжатии железобетонных элементов деформации в арматуре и прилегающем слое бетона равны и могут быть выражены через напряжения (см. п. 2.1.3):

$$\varepsilon_s = \sigma_s/E_s = \varepsilon_b = \sigma_b/E_b' = \sigma_b/\bar{v}E_b. \quad (3.1)$$

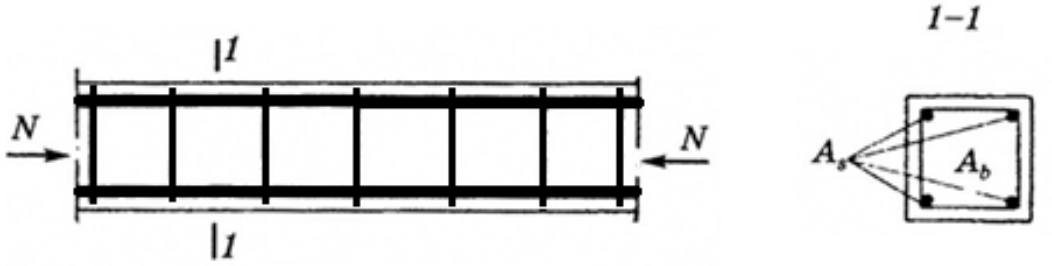


Рис. 3.1. Осевое сжатие железобетонного элемента

Уравнение (3.1) представляет собой условие совместности деформаций арматуры и бетона.

С другой стороны, из условия равновесия элемента можно составить уравнение, выражающее равенство между внешним усилием и внутренними усилиями, действующими в бетоне и в продольной арматуре:

$$N = \sigma_b A + \sigma_s A_s\ , \quad (3.2)$$

где A_s – площадь сечения продольной арматуры; A – площадь сечения бетона.

Из (3.1) получим напряжение в арматуре

$$\sigma_s = \sigma_b E_s / \bar{v} E_b = \sigma_b \alpha / \bar{v} \ , \qquad (3.3)$$

где $\alpha = E_s / E_b$ – коэффициент приведения.

Подставляя формулу (3.3) в (3.2), получим

$$N = \sigma_b A + \sigma_b \alpha A_s / \bar{v} = \sigma_b A(1 + \alpha\mu / \bar{v}), \qquad (3.4)$$

откуда

$$\sigma_b = \frac{N}{A(1+\alpha\mu / \bar{v})} \ ,$$

где $\mu = A_s / A$ – коэффициент армирования.

Напряжения в бетоне и арматуре зависят от коэффициента упругости $\bar{v}$, который связан с напряжением нелинейной зависимостью. Кроме того, коэффициент $\bar{v}$ при длительном выдерживании элемента под нагрузкой вследствие развития деформаций ползучести уменьшается, что приводит к снижению напряжений в бетоне. При этом напряжения в арматуре, как следует из условия (3.2), должны возрастать. Таким образом, с течением времени происходит перераспределение внутренних усилий между бетоном и арматурой.

При увеличении внешней нагрузки напряжения в бетоне достигают предела прочности при сжатии R_b, а в арматуре, согласно формуле (3.3), – величины $\sigma_s = Rb\alpha/\bar{v} = 4\alpha Rb$, так как при разрушении $\bar{v} = 0{,}25$. Из выражения (3.3) следует, что предельные напряжения в арматуре перед разрушением железобетонных элементов, подвергаемых сжатию, зависят не только от механических свойств стали, но и от упругопластических свойств бетона, что учитывается при установлении расчетного сопротивления арматуры сжатию.

3.3. Напряжения и деформации железобетона при растяжении

При осевом растяжении железобетонного элемента различают три характерные стадии напряженно-деформированного состояния.

В стадии I напряженно-деформированного состояния в элементе нет трещин, напряжения в бетоне $\sigma_{bt} \leq R_{bt}$ и одинаковы во всех сечениях (рис. 3.2). Деформации бетона и арматуры равны по всей длине элемента, так как сцепление между ними не нарушено:

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{bt} = \sigma_{bt} E'_{bt} = \sigma_{bt} / \bar{v}_t E_b \ . \qquad (3.5)$$

Напряжения в арматуре

$$\sigma_s = \varepsilon_s E_s = \sigma_{bt} E_s / \bar{v}_t E_b = \sigma_{bt} \alpha / \bar{v}_t \ . \qquad (3.6)$$

По мере увеличения нагрузки наступает конечный этап стадии I, предшествующий образованию трещин в бетоне. Напряжения в бетоне достигают предела прочности на растяжение, а деформации, согласно формуле (3.5), – величины $\varepsilon_{bt} = R_{bt} / \overline{v}_t E_b$. На основании опытов, можно принять $\overline{v}_t = 0{,}5$, тогда $\varepsilon_{bt} = 2R_{bt} / E_b$, а напряжения в арматуре

$$\sigma_s = R_{bt}\alpha / \overline{v}_t = 2\alpha R_{bt} \ . \qquad (3.7)$$

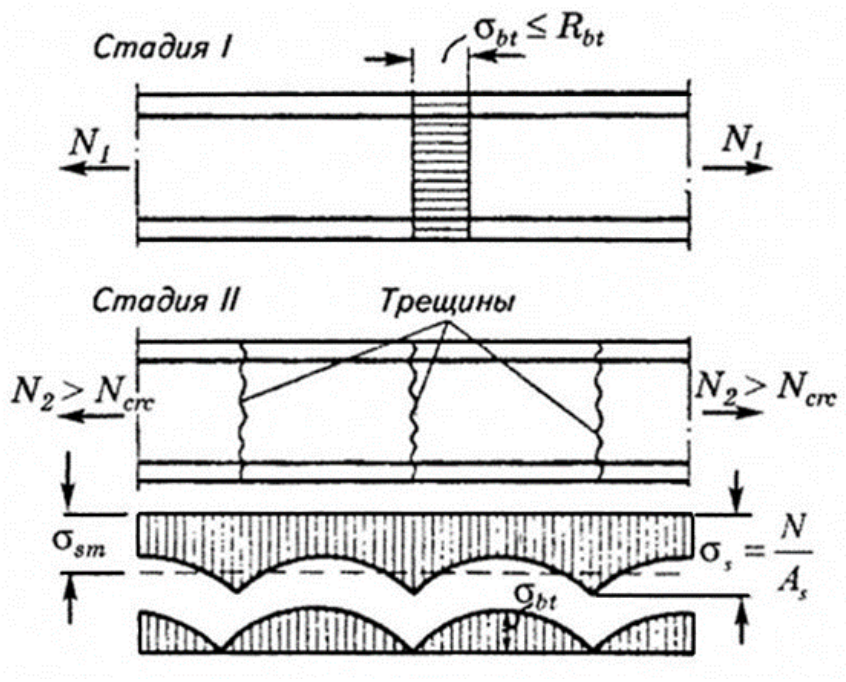


Рис. 3.2. Напряженное состояние при осевом растяжении

Усилие, вызывающее появление трещин, будет равно сумме усилий в бетоне и арматуре:

$$N_{crc} = R_{bt} A + 2\alpha R_{bt} A_s = R_{bt} (A + 2\alpha A_s). \qquad (3.8)$$

При дальнейшем увеличении нагрузки в бетоне появляются трещины, наступает стадия II напряженно-деформированного состояния, при которой в сечениях, проходящих через трещины, сопротивление растяжению оказывает только арматура, а в сечениях между трещинами – арматура и бетон. По мере удаления от трещин напряжения в арматуре убывают, а в бетоне возрастают, так как в работу включается бетон, расположенный на участке между трещинами, в пределах которого сцепление с арматурой остается ненарушенным.

Для учета работы бетона на участках между трещинами вводится коэффициент Ψ_s, представляющий собой отношение средних напряжений σ_{sm} (или деформаций ε_{sm}) в арматуре на участке между трещинами к напряжениям σ_s (или деформациям ε_s) в сечениях с трещинами:

$$\Psi_s = \frac{\sigma_{sm}}{\sigma_s} = \frac{\varepsilon_{sm}}{\varepsilon_s} \leq 1. \qquad (3.9)$$

Зависимость между напряжениями и деформациями в арматуре на участке между трещинами можно представить в следующем виде:

$$\sigma_s = \varepsilon_s E_s = \frac{\varepsilon_{sm}}{\Psi_s} E_s = \varepsilon_{sm} E_{sm}\ , \qquad (3.10)$$

где $E_{sm} = \frac{E_s}{\Psi_s}$ – средний модуль упругости растянутой арматуры с учетом работы бетона между трещинами.

На рис. 3.3 показан график зависимости деформаций от напряжений в арматуре с учетом работы растянутого бетона и при удлинении свободного металла. Средний модуль упругости арматуры E_{sm} графически представляет собой тангенс угла наклона секущей в точке с заданным напряжением, т.е.

$$E_{sm} = \frac{\sigma_s}{\varepsilon_{sm}} \operatorname{tg} \alpha_{sm}.$$

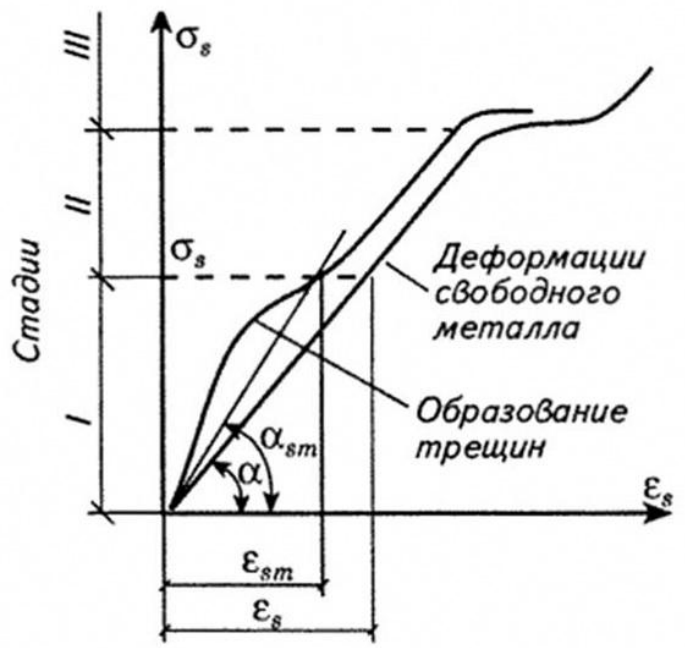


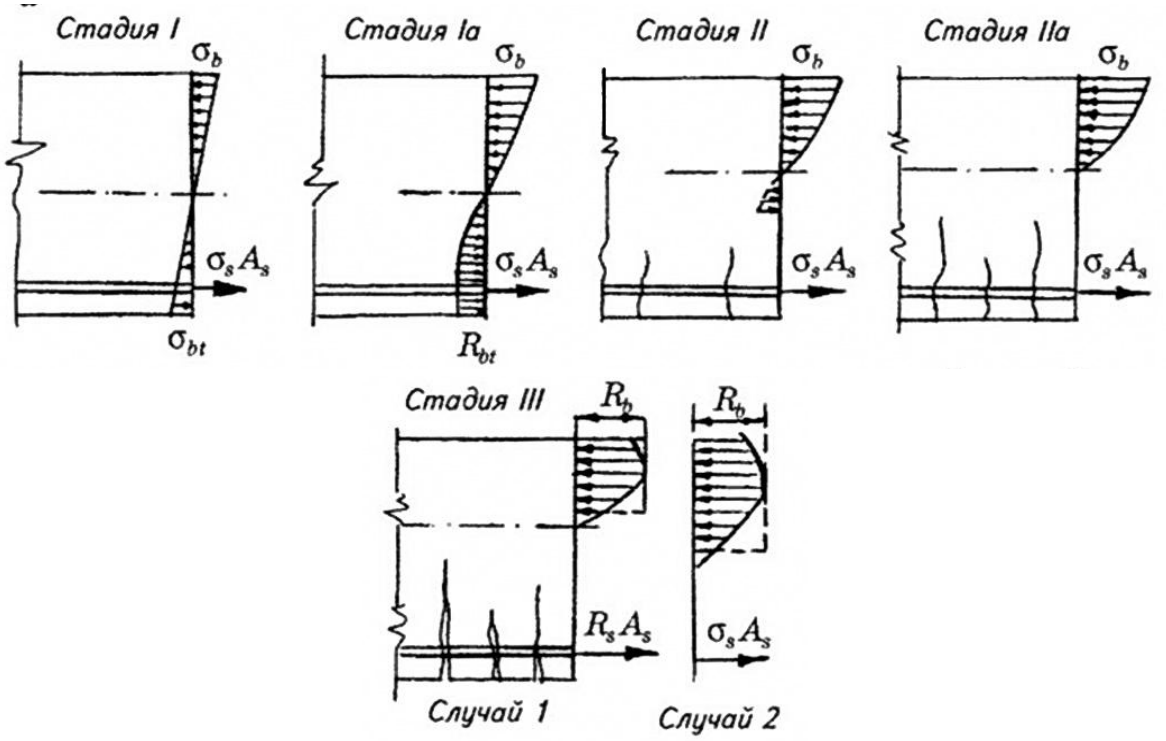
Рис.3.3. Зависимость деформации арматуры от напряжения при растяжении железобетонного элемента

В стадии III напряжения в арматуре достигают временного сопротивления σ_u и железобетонный элемент разрушается при усилии $N = A_s \cdot \sigma_u$.

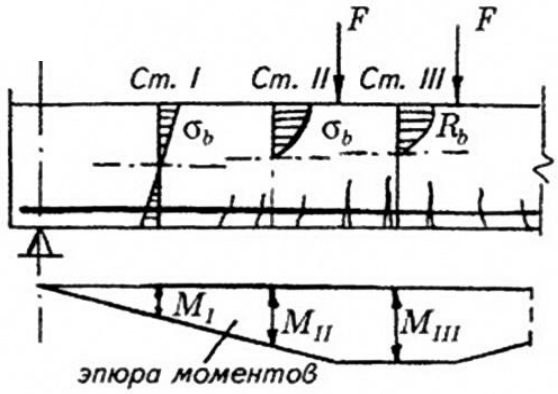
3.4. Напряжения и деформации железобетона при изгибе

При изгибе железобетонной балки в зависимости от величины изгибающего момента в сечениях последовательно возникают различные стадии напряженно-деформированного состояния.

Стадия I. При малых нагрузках (изгибающих моментах) напряжения в бетоне и арматуре малы, в бетоне развиваются преимущественно упругие деформации. Эпюры напряжений в сжатой и растянутой зонах почти прямолинейны (рис. 3.4, *а*).



а)



б)

Рис. 3.4. Стадии напряженного состояния при изгибе

При увеличении нагрузки напряжения в бетоне и арматуре возрастают, в бетоне развиваются как упругие, так и неупругие деформации, эпюры напряжений слабо искривляются, нейтральная ось балки перемещается в сторону сжатой грани балки.

Стадия I характеризуется отсутствием трещин в растянутом бетоне и усилия воспринимаются всем сечением. При определении напряжений допускается использование зависимостей сопротивления упругих материалов.

Конечным этапом является **стадия I*a***, при которой напряжения в бетоне на растянутой грани балки достигают предела прочности на растяжение R_{bt}.

Стадия II наступает с появлением трещин в растянутой зоне, так что характерным для этой стадии является работа железобетона при наличии трещин. Напряжения в растянутой зоне бетона в сечении, проходящем по трещине, принимаются равными нулю по всей высоте растянутой зоны. Небольшими растягивающими напряжениями на участке между концом трещины и нейтральной осью обычно пренебрегают. Напряжения в сжатой зоне бетона в стадии II остаются меньше призменной прочности R_b, в растянутой арматуре в начале равны σ_s, а на конечном этапе, т.е. в стадии **II*a***, могут достигать предельных R_s.

Стадия III характеризуется разрушением элемента – напряжения в сжатой зоне бетона и в растянутой арматуре достигают предельных значений R_b и R_s. При этом трещины в растянутой зоне раскрываются, жесткость балки снижается, прогибы быстро растут и балка разрушается.

Характер разрушения балок в стадии III зависит от количества и механических свойств растянутой арматуры. В нормально армированных балках, в которых количество растянутой арматуры не превышает определенного предела, разрушение начинается со стороны растянутой арматуры. По достижении в ней предела текучести происходит быстрое нарастание пластических деформаций арматуры и прогибов балки, вследствие чего напряжения в сжатой зоне бетона достигают предела прочности на сжатие и бетон разрушается. Таким

образом, перед разрушением железобетонного элемента в нормальном сечении образуется «пластический шарнир», в котором напряжения, как в арматуре, так и в бетоне, достигают предельных значений. На основании этого принципа (предложенного основоположником железобетонных конструкций А.Ф. Лолейтом) расчетные формулы несущей способности элемента могут быть получены из одних только условий статики.

Если в качестве растянутой арматуры применена сталь с малым относительным удлинением при разрыве (менее 3–4%), разрушение сжатой зоны бетона и растянутой арматуры происходит почти одновременно и хрупко.

В изгибаемых элементах с весьма высоким содержанием растянутой арматуры (переармированных) разрушение начинается со стороны сжатой зоны бетона, при этом в растянутой арматуре напряжения могут не достигать предельных значений.

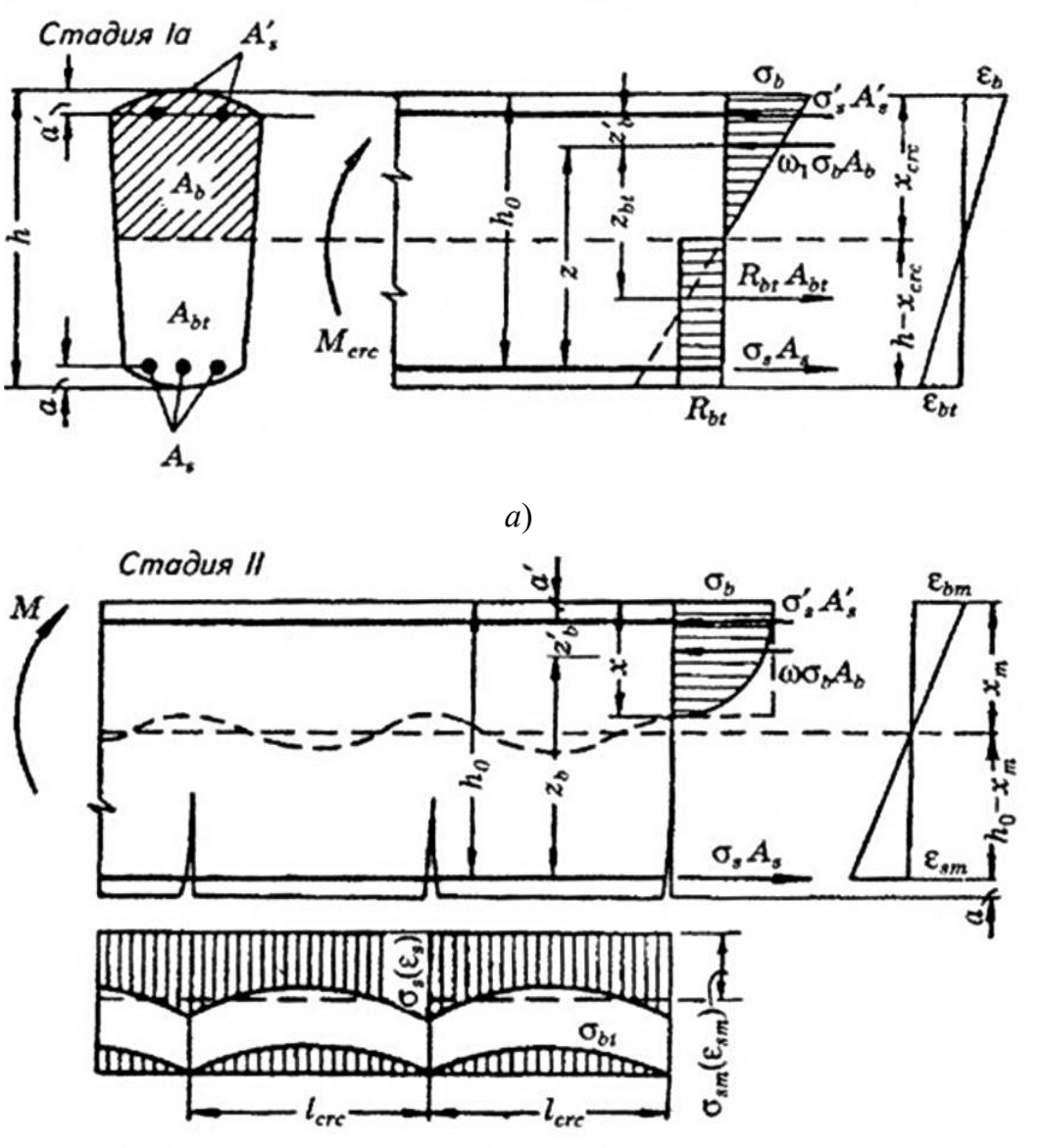
У загруженной железобетонной балки в сечениях с различными величинами изгибающих моментов могут одновременно наблюдаться все указанные стадии напряженного состояния (рис. 3.4, *б*).

Зависимость между напряжениями и деформациями при изгибе железобетонного элемента в разных стадиях напряженного состояния различна. Напряжения и деформации в сжатой зоне балок связаны такой же зависимостью, как при сжатии, а в растянутой зоне – как при центральном растяжении.

До образования трещин в растянутой зоне работает все сечение элемента. Эпюры напряжений перед образованием трещин (в стадии I*a*) могут быть приняты (рис. 3.5, *а*) в сжатой зоне треугольной, а в растянутой – прямоугольной (ввиду значительного развития пластических деформаций в растянутой зоне бетона).

Определим высоту сжатой зоны сечения x_{crc} и величину изгибающего момента M_{crc} перед образованием трещин для сечения любой формы, симметричной относительно вертикали. В бетоне сжатой зоны, работающем в упругой стадии ($\nu = 1$), краевое напряжение (рис. 3.5):

$$\sigma_b = \varepsilon_b E_b = \varepsilon_{bt} \frac{x_{crc}}{h - x_{crc}} E_b = \frac{2R_{bt}}{E_b} \cdot \frac{x_{crc}}{h - x_{crc}} E_b = 2R_{bt} \frac{x_{crc}}{h - x_{crc}}. \qquad (3.11)$$



а)

б)

Рис. 3.5. Напряженно-деформированное состояние изгибаемого элемента: *а* – перед образованием трещин; *б* – после образования трещин

Напряжение в сжатой арматуре

$$\sigma'_s = \varepsilon_{bt} \frac{x_{crc} - \alpha'}{h - x_{crc}} = 2\alpha R_{bt} \frac{x_{crc} - \alpha'}{h - x_{crc}}, \qquad (3.12)$$

а в растянутой, согласно (3.7), $\sigma_s = 2\alpha R_{bt}$.

Составим уравнение проекций на продольную ось всех сил, приложенных к рассматриваемой части элемента:

$$\sigma_s A_s + R_{bt} A_{bt} - \sigma'_s A'_s - \omega_1 \sigma_b A_b = 0,$$

где A_s и A'_s – площади сечения арматуры растянутой и сжатой зон; A_b и A_{bt} – площади сечения сжатой и растянутой зон бе-

тона; σ_s и σ_s' – напряжения в растянутой и сжатой арматуре; ω_1 – коэффициент полноты объема эпюры сжимающих напряжений в бетоне; при прямоугольной эпюре $\omega_1 = 1$, при треугольной – $\omega_1 = 0{,}5$.

Подставляя значения напряжений по (3.7), (3.11) и (3.12), получим уравнение, из которого определяется x_{crc}:

$$2\alpha \boldsymbol{A_s} + \boldsymbol{A_{bt}} - \frac{x_{crc}-\alpha'}{h-x_{crc}} \boldsymbol{A_s'} - \boldsymbol{2\omega_1} \frac{x_{crc}}{h-x_{crc}} A_b = 0. \qquad (3.13)$$

Выражение для изгибающего момента M_{crc} получим из уравнения моментов относительно точки приложения равнодействующей сжимающих усилий в бетоне (см. рис. 3.5, *а*):

$$M_{crc} = R_{bt}\left(A_{bt}z_{bt} + 2\alpha A_s z + 2\alpha \boldsymbol{A_s'} \frac{x_{crc}-\alpha'}{h-x_{crc}} \boldsymbol{z_b'}\right) = R_{bt}W_{pl}\,, \qquad (3.14)$$

где W_{pl} – упругопластический момент сопротивления железобетонного сечения при образовании трещин.

При $M > M_{crc}$ в растянутой зоне балки образуются трещины, наступает стадия II напряженного состояния. В сечениях, проходящих по трещинам, растягивающие усилия воспринимаются только арматурой, а на участках между трещинами – арматурой и бетоном. По длине элемента напряжения (деформации) как в растянутой, так и в сжатой зоне переменны. Высота сжатой зоны также переменна – минимальная в сечении над трещиной и возрастает к середине участка между трещинами, в результате чего нейтральный слой становится волнообразным (см. рис. 3.5, *б*). Наибольшие значения напряжений (деформаций) в растянутой арматуре и в сжатой зоне бетона возникают в сечениях с трещинами, а по мере удаления от них убывают. В растянутой зоне бетона, наоборот, по мере удаления от трещин напряжения (деформации) возрастают и достигают наибольших значений в середине участка между трещинами. Работа растянутого бетона, уменьшающего удлинения арматуры на участках между трещинами, учитывается коэффициентом Ψs, а неравномерность распределения деформаций крайнего волокна бетона сжатой зоны – коэффи-

циентом Ψ_b, равным отношению средних деформаций на участке между трещинами ε_{bm} к деформациям бетона над трещиной ε_b:

$$\Psi_b = \frac{\varepsilon_{\mathrm{bm}}}{\varepsilon_{\mathrm{b}}}. \qquad (3.15)$$

При изгибе в стадии II сечения, вообще говоря, искривляются, однако для средних сечений, расположенных на участках между трещинами, может быть принята гипотеза плоских сечений.

Напряжения в сечении с трещиной выражаются следующим образом:

в растянутой арматуре – формулой (3.10);

в крайнем волокне сжатой зоны бетона

$$\sigma_b = \varepsilon_b E_b' = \frac{\varepsilon_{bm}}{\Psi_b} v E_b = \frac{x_m \varepsilon_{sm} v E_b}{(h_0 - x_m)\Psi_b} = \frac{x_m v \Psi_s}{(h_0 - x_m)\propto \Psi_b} \sigma_s; \qquad (3.16)$$

в сжатой арматуре

$$\sigma_s' = \frac{\varepsilon_{sm}(x_m - a')}{h_0 - x_m} E_s = \frac{x_m - a'}{h - x_m} \Psi_s \sigma_s = \frac{x_m - a'}{x_m} \cdot \frac{a\sigma_b}{v}. \qquad (3.17)$$

Высота сжатой зоны сечения над трещиной определяется из уравнения равновесия

$$\sigma_s A_s - \sigma_s' A_s' - \omega \sigma_b A_b = 0,$$

которое после подстановки в него величин напряжений по формулам (3.16) и (3.17) и преобразований приводится к виду

$$A_s - \Psi_s A_s' \frac{x_m - a'}{h_0 - x_m} - \omega A_b \frac{\Psi_s v x_m}{a \Psi_b (h_0 - x_m)} = 0, \qquad (3.18)$$

где ω – коэффициент полноты объема криволинейной эпюры напряжений бетона в стадии II; при увеличении напряжений и длительности действия нагрузки неупругие деформации возрастают и $\omega \to 1$.

Составим уравнения моментов всех сил, приложенных к рассматриваемой части элемента, относительно точки приложения равнодействующих растягивающих усилий в арматуре A_s, а также относительно точки приложения равнодействующей сжимающих усилий в бетоне, подставляя в эти уравнения выражение σ_s' из (3.17):

$$M = \omega \sigma_b A_b z_b + \sigma_s' A_s' (h_0 - a') =$$

$$= \sigma_b [\omega A_v z_v + \frac{x_m - a'}{x_m} \cdot \frac{a}{v} A_s' (h_0 - a')] = \sigma_b W_m; \qquad (3.19)$$

$$M = \sigma_b A_b z_b + \sigma_s' A_s' z_b' = \sigma_s [A_s z_b + \frac{x_m - a'}{h_0 - x_m} \Psi_s A_s' z_b') = \sigma_s W_s \,, \quad (3.20)$$

где W_s и W_m – упругопластические моменты сопротивления соответственно по растянутой и сжатой зонам.

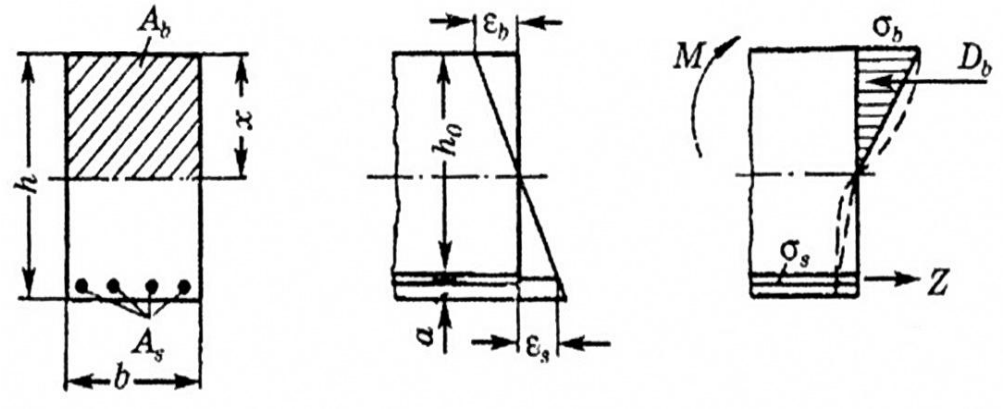
В отличие от моментов сопротивления упругих материалов W_s и W_m не являются функциями только геометрических размеров сечений, но зависят также от упругопластических свойств арматуры и бетона, в частности от ползучести сжатой зоны бетона, степени выключения из работы растянутого бетона и раскрытия трещин, изменения во времени механических характеристик бетона и т.п. Все эти факторы, учитываемые коэффициентами ν, Ψ_s, Ψ_b др., оказывают значительное влияние на зависимость между усилиями и деформациями в изгибаемых железобетонных элементах.

Большинство железобетонных конструкций при их эксплуатации находится в стадии II напряженного состояния; поэтому она кладется в основу расчета по деформациям элементов, в которых образование трещин допустимо.

3.5. Методы расчёта по допускаемым напряжениям и по разрушающим усилиям

Метод расчёта по допускаемым напряжениям основан на предпосылке работы железобетона как упругого материала, но с приближенным учетом основных свойств железобетона. Сечения подбираются из условия, чтобы полученные из расчета напряжения в бетоне и арматуре не превосходили допускаемых напряжений.

Основные положения теории упругости железобетона («классической» теории) сводятся к следующему. Расчет ведется по стадии II напряженного состояния при изгибе: в сжатой зоне принимается треугольная эпюра напряжений, а в растянутой работа бетона на растяжение не учитывается и все растягивающие усилия передаются на арматуру (рис. 3.6).



а) *б*) *в*)

Рис. 3.6. Напряженно-деформированное состояние при изгибе при расчете по «классической теории»:
а – армирование сечения; *б* – эпюра деформаций; *в* – эпюра напряжений

Принимается справедливой гипотеза плоских сечений. Таким образом, здесь пренебрегают искривлением сечений, которое возникает вследствие влияния поперечных сил, неоднородности бетона, наличия двух материалов с совершенно различными упругими свойствами, усадки бетона, трещин в растянутой зоне и других причин. Модуль упругости бетона сжатой зоны принимается постоянным независимо от величины напряжений, и в расчет вводится постоянное для данного бетона число $\alpha = E_s / E_b$.

При определении напряжений считают, что деформации пропорциональны напряжениям, т.е. принимается закон Гука, но при различных модулях упругости при сжатии и растяжении. Иначе говоря, эпюры напряжений в сжатой и растянутой зонах ограничены прямыми линиями, имеющими различный уклон.

Для применения формул сопротивления материалов железобетонное сечение преобразуют в эквивалентное в статическом отношении однородное сечение, приведенное к бетону. Вследствие совместности работы бетона и арматуры и сцепления между ними, деформации арматуры и бетона одинаковы, т.е. $\varepsilon_s = \varepsilon_b$; следовательно, $\sigma_s / E_s = \sigma_b / E_b$, откуда

$$\sigma_s = E_s\sigma_b / E_b = \alpha\sigma_b \,. \qquad (3.21)$$

Это означает, что каждую единицу площади сечения арматуры можно условно приравнять к а единицам площади бетона. Площадь приведенного сечения железобетонного элемента, показанного, например, на рис. 3.6, будет

$$A_{red} = A_b + \alpha A_s = bx + \alpha A_s. \qquad (3.22)$$

Момент инерции того же приведенного сечения относительно нейтральной оси (моментом инерции арматуры относительно собственной оси ввиду малости пренебрегаем):

$$J_{red} = bx^3 / 3 + \alpha A_s(h_0 - x)^2.$$

Напряжения в бетоне и арматуре определяют по формулам сопротивления материалов:

$$\sigma_b = Mx / I_{red};\ \sigma_s = M(h_0 - x) / I_{red}.$$

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

$$S_{red} = bx^2 / 2 - \alpha A_s(h_0 - x) = 0.$$

Метод расчета по допускаемым напряжениям имеет ряд серьезных недостатков. Во-первых, в стадии II эпюра сжимающих напряжений в бетоне не треугольная, а криволинейного очертания. Во-вторых, число α, вводимое в расчет, не постоянно, а зависит от величины напряжений в бетоне, состава, возраста, прочности бетона и других факторов.

Сопоставление расчетных величин с результатами опытов показало, что напряжения в арматуре железобетонных элементов, полученные из расчета, всегда больше действительных, что приводит к перерасходу стали, причем изменение числа α незначительно отражается на величине напряжения в арматуре. Напряжения же в бетоне в зависимости от принятого числа α могут быть как больше, так и меньше действительных.

Таким образом, этот метод не только не позволяет определить действительные напряжения в бетоне и арматуре, но и не дает также

возможности спроектировать конструкцию с заранее заданным запасом прочности.

Расчёт по разрушающим усилиям базируется на следующих предпосылках.

1. Расчет производится по стадии III напряженного состояния элемента, т.е. по стадии разрушения; соответственно, в расчетные формулы вводятся: для бетона – предел прочности на сжатие при изгибе; для арматуры – предел текучести (временное сопротивление) стали. Работа бетона на растяжение не учитывается, так как на стадии III бетон в растянутой зоне из работы выключается.

2. Эпюра напряжений в сжатой зоне бетона изгибаемых элементов принимается прямоугольной вместо действительной криволинейной. При незначительной погрешности расчета (до 2%) это приводит к существенному упрощению формул.

3. При принятых предпосылках, исходя из условий равновесия в момент, предшествующий разрушению, определяются разрушающие усилия. Усилие, действующее в сечении элемента, должно быть не более допускаемого, определяемого как частное от деления величины разрушающего усилия на коэффициент запаса прочности k, т.е. $M \leq Mu / k$ или $N \leq Nu / k$. В этом методе расчета остаются неизвестными напряжения в бетоне и арматуре при эксплуатационной нагрузке, но зато становится известным коэффициент запаса прочности, что значительно важнее. Отпадает надобность в гипотезе плоских сечений, модулях упругости материалов и числе α.

Расчетом по разрушающим усилиям учитываются упругопластические свойства железобетона, правильнее отражается работа железобетона под нагрузкой. Благодаря более полному использованию работы арматуры достигается существенная экономия металла по сравнению с расчетом по допускаемым напряжениям.

Недостаток метода состоит в том, что невозможен учет изменчивости нагрузок прочностных характеристик материалов и других факторов при едином общем коэффициенте запаса прочности.

3.6. Расчёт по предельным состояниям

При расчете железобетонных конструкций по первой группе предельных состояний (по несущей способности) предельное состояние определяют так же, как и при расчете по разрушающим усилиям, т.е. по стадии III напряженного состояния. Однако расчетная несущая способность определяется в зависимости от системы коэффициентов: надежности по нагрузке, по бетону и арматуре, условий работы материалов и конструкций и др., что позволяет изменчивость свойств материалов, значений нагрузок и влияние различных факторов учитывать дифференцированно. Это приводит к более полному учету различных особенностей как самих конструкций, так и условий их эксплуатации и возведения.

В расчет по первой группе предельных состояний вводятся расчетные характеристики материалов, заданные с надежностью 0,997, а по второй – нормативные, заданные с надежностью 0,95.

Расчетные значения сопротивления бетона осевому сжатию R_b и осевому растяжению R_{bt} определяют по формулам:

$$R_b = \frac{R_{b,n}}{\gamma_b}, R_{bt} = \frac{R_{bt,n}}{\gamma_{bt}}.$$

В расчётах по предельным состояниям первой группы принимают следующие значения коэффициентов надёжности по бетону:

при сжатии $\gamma_b = 1{,}3$;

при растяжении, если класс бетона задан по прочности на сжатие, $\gamma_{bt} = 1{,}5$, а если класс бетона задан по прочности на растяжение, $\gamma_{bt} = 1{,}3$.

При определении расчетных сопротивлений $R_{b,ser}$ и $R_{bt,ser}$ для предельных состояний второй группы $\gamma_{bc} = \gamma_{bt} = 1$.

Значения нормативных и расчетных сопротивлений обычного тяжелого бетона, а также их модулей упругости приводятся в соответствующих таблицах СП 63. 13330.2018.

Значения расчетных сопротивлений бетона в необходимых случаях следует умножить на коэффициенты условий работы бетона γ_{bi}, которые могут быть больше или меньше единицы в зависимости от

условий, характера и стадии работы элемента, размеров сечения, способа изготовления, специфики конструкции и других факторов, а именно:

γ_{b1} – для бетонных и железобетонных конструкций, учитывающий влияние длительности действия статической нагрузки (при действии всех нагрузок, включая кратковременные нагрузки γ_{b1}= 1,0, при действии только постоянных и длительных нагрузок γ_{b1}=0,9);

γ_{b2}=0,9 – для бетонных конструкций;

γ_{b3}=0,85 – для бетонных и железобетонных конструкций, бетонируемых в вертикальном положении при высоте слоя бетонирования более 1,5 м;

γ_{b4} – для ячеистых бетонов (γ_{b4}=1,0 – при влажности бетона 10 % и менее, γ_{b4}=0,85 – при влажности ячеистого бетона более 25 %, для промежуточных значений – по интерполяции).

Влияние попеременного замораживания и оттаивания, а также отрицательных температур учитывают коэффициентом условий работы бетона $\gamma_{b3} \leq 1{,}0$. Для надземных конструкций, подвергаемых атмосферным воздействиям окружающей среды при расчетной температуре наружного воздуха в холодный период минус 40 °С и выше, коэффициент принимают равным единице, в остальных случаях – в зависимости от назначения конструкции и условий окружающей среды по специальным указаниям.

При многократно повторяющейся нагрузке расчетные сопротивления бетона R_b и R_{bt} умножают на коэффициент условия работы бетона $\gamma_b \leq 1$, значение которого принимают в зависимости от коэффициента асимметрии цикла напряжений $\rho_b = \sigma_{b,min}/\sigma_{\mathrm{b,max}}$, а также от вида бетона и его влажности.

Нормативные сопротивления арматуры R_{sn} принимают равными наименьшим контролируемым значениям предела текучести физического σ_y или условного $\sigma_{0.2}$. Последние принимаются в соответствии с ГОСТ или ТУ на арматурную сталь, в которых они даются с надежностью не менее 0,95.

Расчетные сопротивления арматуры растяжению R_s для предельных состояний первой группы получают делением нормативных сопротивлений R_{sn} на коэффициент надежности по арматуре γ_s, принимаемый равным 1,15 для предельных состояний первой группы и 1,0 – для предельных состояний второй группы.

Расчетное сопротивление арматуры сжатия R_{sc} при наличии сцепления с бетоном не должно превышать значения R_s, а также напряжений, при которых достигается предельная сжимаемость бетона. Если принять $\varepsilon_{bu} = 2 \cdot 10^{-3}$, а модуль упругости арматуры $E_s = 2 \cdot 10^5$ *МПа*, то при кратковременном действии нагрузки наибольшее сжимающее напряжение в арматуре перед разрушением бетона $R_{sc} = \varepsilon_s E_s = \varepsilon_{bu} E_s = 2 \cdot 10^{-3} \cdot 2 \cdot 10^5 = 400$ *МПа*.

Рассчитывая конструкции с учетом коэффициента условия работы бетона $\gamma_{b1} = 0{,}9$, т.е. длительного действия нагрузки, принимают во внимание повышенную деформативность бетона. Это позволяет увеличивать значения R_{sc} до 500 *МПа*.

Численные значения сопротивлений арматуры следует принимать по таблицам актуального на данный момент свода правил.

4. НЕЛИНЕЙНАЯ ДЕФОРМАЦИОННАЯ МОДЕЛЬ

Расчет железобетонных элементов по нелинейной деформационной модели производят на основе диаграмм состояния (диаграмм «σ – ε») бетона и арматуры исходя из гипотезы плоских сечений. Критерием прочности нормальных сечений является достижение деформациями бетона и арматуры предельных значений.

В основу метода определения несущей способности и усилия трещинообразования железобетонного элемента на основе нелинейной деформационной модели положены следующие предпосылки:

– для определения усилий в нормальном сечении используются уравнения равновесия внешних сил и внутренних усилий в сечении элементов;

– распределение относительных деформаций бетона по высоте сечения элемента принимают согласно гипотезе плоских сечений по линейному закону;

– относительные деформации бетона по ширине сечения постоянны;

– относительные деформации арматуры определяются относительными деформациями соседних волокон бетона (отсутствует проскальзывание арматуры относительно бетона);

– связь между относительными деформациями ε_b и напряжениями σ_b в бетоне принимается либо по полным криволинейным диаграммам, либо по кусочно-линейным диаграммам «$\sigma_b - \varepsilon_b$», аппроксимирующим фактические криволинейные зависимости;

– сопротивление бетона растянутой зоны допускается не учитывать. Если принято решение о необходимости учета работы растянутого бетона, то для волокон бетона, в которых значения относительных деформаций растяжения превышают величину предельной растяжимости бетона, напряжения принимаются равными нулю. Это свидетельствует об образовании трещины в сечении;

– связь между напряжениями арматуры σ_s и относительными ее деформациями ε_s принимается в виде двух- или трехлинейных диаграмм состояния;

– критерием образования трещины в поперечном сечении является превышение деформаций растяжения крайнего растянутого волокна бетона величины предельной растяжимости бетона;

– внутренние усилия в сечении определяют с помощью процедуры численного интегрирования напряжений.

При расчете прочности железобетонных элементов по нелинейной деформационной модели для определения напряженно-деформированного состояния сжатой зоны бетона нормы рекомендуют использовать двух- или трехлинейные диаграммы состояния сжатого бетона с деформационными характеристиками, отвечающими непродолжительному действию нагрузки. При этом в качестве наиболее простой рекомендуется двухлинейная диаграмма. При расчете по второй группе предельных состояний нормы рекомендуют использовать трехлинейную диаграмму состояния бетона с деформационными характеристиками, отвечающими действию нагрузки как непродолжительному, так и продолжительному.

4.1. Диаграммы состояния бетона

При расчете железобетонных конструкций по предельным усилиям эпюра напряжений в сжатой зоне бетона принималась прямоугольной. Иными словами, принималось, что по высоте сжатой зоны бетона напряжения постоянны (равны R_b) и не зависят от деформаций волокон бетона и их положения относительно нейтральной линии. По этой причине используемая в расчетах по предельным усилиям высота сжатой зоны является условной – она всегда меньше фактической высоты сжатой зоны бетона.

В расчетах по нелинейной деформационной модели принято, что напряжения по высоте сжатой зоны бетона не постоянны, а зависят от деформаций. С физической точки зрения использование диаграмм состояния бетона позволяет использовать в расчетной модели не прямоугольную эпюру напряжений, а более сложную фигуру, описываемую одной из предлагаемых нормами зависимостей. Так, при использовании двухлинейной диаграммы эпюра напряжений со-

стоит из двух фигур – прямоугольника в верхней части и треугольника над нейтральной линией (см.рис.4.1, а), а при трехлинейной диаграмме – из трех фигур (см.рис.4.1, б).

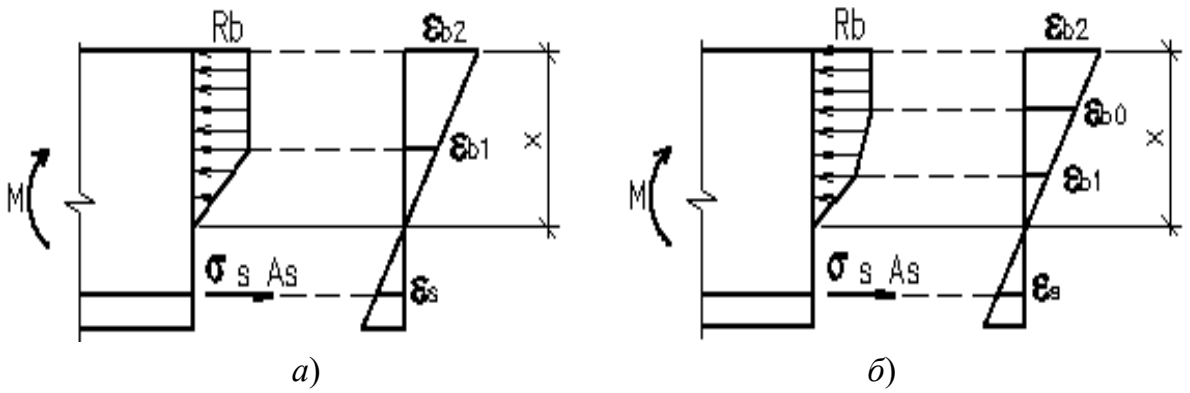


Рис. 4.1. Схема напряжений и деформаций в поперечном сечении:
а – при двухлинейной диаграмме; *б* – при трехлинейной диаграмме

Сравнивая изображения, приведенные на рис. 4.2–4.4, видим, что графики зависимостей «$\sigma_b - \varepsilon_b$» определяют форму эпюры напряжений в сжатой зоне бетона. Что касается высоты сжатой зоны бетона *x*, то в расчетах по нелинейной деформационной модели используется не условная, а весьма близкая к фактической величина.

Очевидно, что использование криволинейной зависимости (см. рис. 4.4) позволит описать эпюру напряжений в сжатой зоне бетона и высоту сжатой зоны бетона наиболее точно.

В качестве расчетных диаграмм состояния бетона в действующем своде правил (СП 63.13330.2018) предлагаются две диаграммы – двухлинейная
(см. рис.4.2) и трехлинейная (см. рис.4.3).

Двухлинейная диаграмма

В диапазоне значений деформаций $0 \le \varepsilon_b \le \varepsilon_{b1} = \varepsilon_{b1.red}$ сжимающие напряжения бетона σ_b линейно зависят от относительных деформаций ε_b и вычисляются по формуле

$$\sigma_b = E_{b.red}\varepsilon_b,$$

где $E_{b.red} = \frac{R_b}{\varepsilon_{b1.red}}$ – приведенный модуль деформаций бетона.

При непродолжительном действии нагрузки $\varepsilon_{b1,red} = 0{,}0015$.

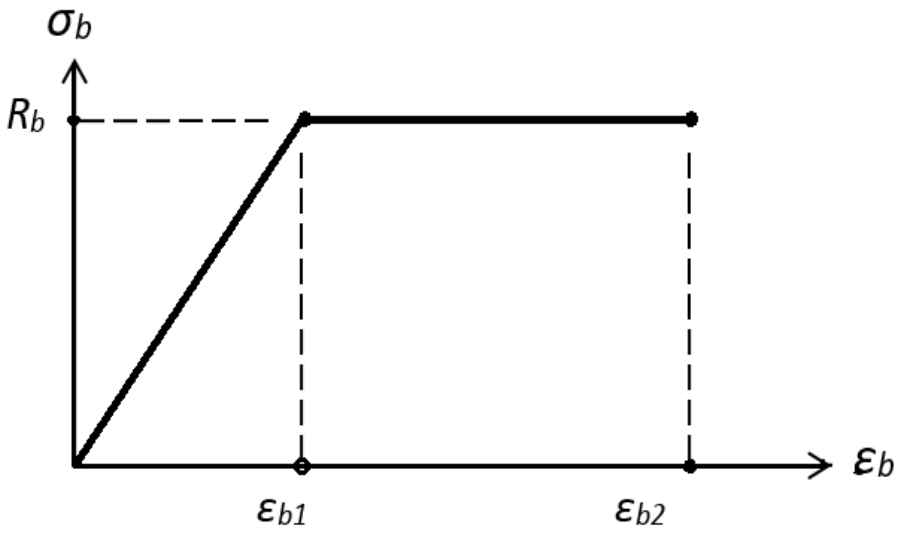


Рис. 4.2. Двухлинейная диаграмма "σ_b–ε_b"

Для диапазона значений деформаций $\varepsilon_{b1} < \varepsilon_b \leq \varepsilon_{b2}$ напряжения в бетоне постоянны и равны R_b.

При непродолжительном действии нагрузки ε_{b2}=0,0035.

Трехлинейная диаграмма

На трехлинейной диаграмме имеются три параметрические точки, соответствующие относительным деформациям бетона: ε_{b1}, ε_{b0} ε_{b2}.

Значение относительных деформаций $\varepsilon_{b1} = \frac{0{,}6R_b}{E_b}_{b.red}$.

При непродолжительном действии нагрузки $\varepsilon_{b2} = 0{,}0035$, $\varepsilon_{b0} = 0{,}002$.

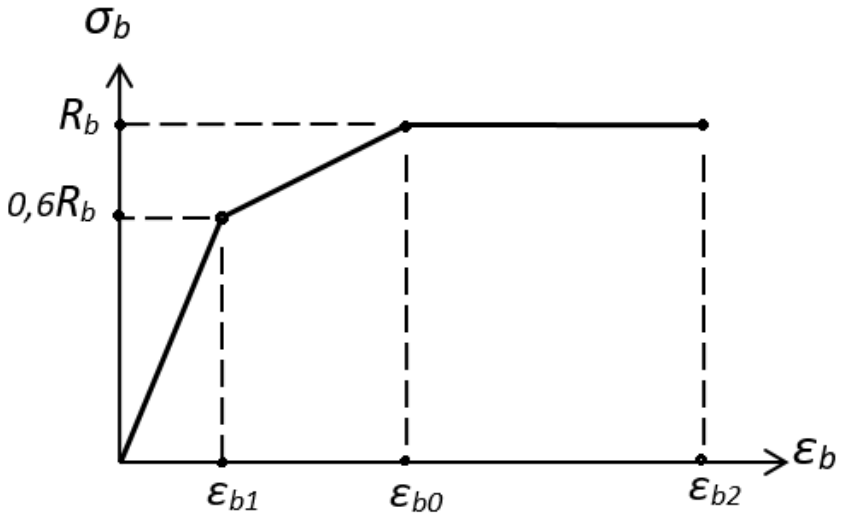


Рис.4.3. Трехлинейная диаграмма "σ_b–ε_b"

При продолжительном действии нагрузки значения деформаций принимают по соответствующим таблицам СП 63.13330.

При трехлинейной диаграмме сжимающие напряжения бетона σ_b в зависимости от относительных деформаций бетона ε_b определяют по формулам:

при $0 \le \varepsilon_b \le \varepsilon_{b1}$ $\quad \sigma_b = E_b \cdot \varepsilon_b$;

при $\varepsilon_{b1} < \varepsilon_b < \varepsilon_{b0}$ $\quad \sigma_b = \left[\left(1 - \frac{\sigma_{b1}}{R_b}\right)\frac{\varepsilon_b - \varepsilon_{b1}}{\varepsilon_{b0} - \varepsilon_{b1}} + \frac{\sigma_{b1}}{R_b}\right] R_b$;

при $\varepsilon_{b0} \le \varepsilon_b \le \varepsilon_{b2}$ $\quad \sigma_b = R_b$.

Криволинейная диаграмма

По сравнению с кусочно-линейными диаграммами криволинейные диаграммы (см. рис.4.4) более точно описывают зависимость "σ_b–ε_b", что положительно сказывается на сходимости результатов опытов и расчетов.

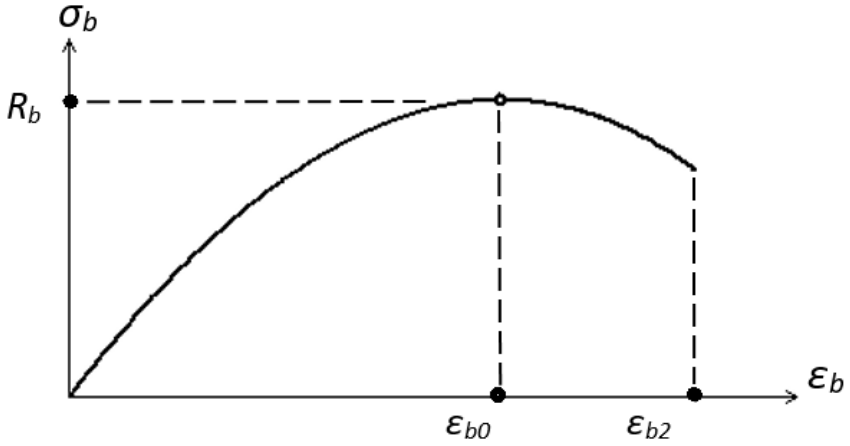


Рис.4.4. Криволинейная диаграмма "σ_b–ε_b"

Например, можно порекомендовать зависимость Сарджина, принятую в качестве основной модели европейским комитетом по железобетону ЕКБ ФИП и используемую в европейских нормах, Eurocode 2:

$$\frac{\sigma_b}{R_b} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta},$$

где $\eta = \frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{b0}}$; $k = \frac{1{,}1 E_b |\varepsilon_{b0}|}{R_b}$.

Следует отметить, что эту зависимость несложно адаптировать с целью описания зависимости "σ_s–ε_s" для арматуры.

На рис.4.5 для сравнения приведен график трех упомянутых выше диаграмм для бетона класса по прочности на сжатие В60.

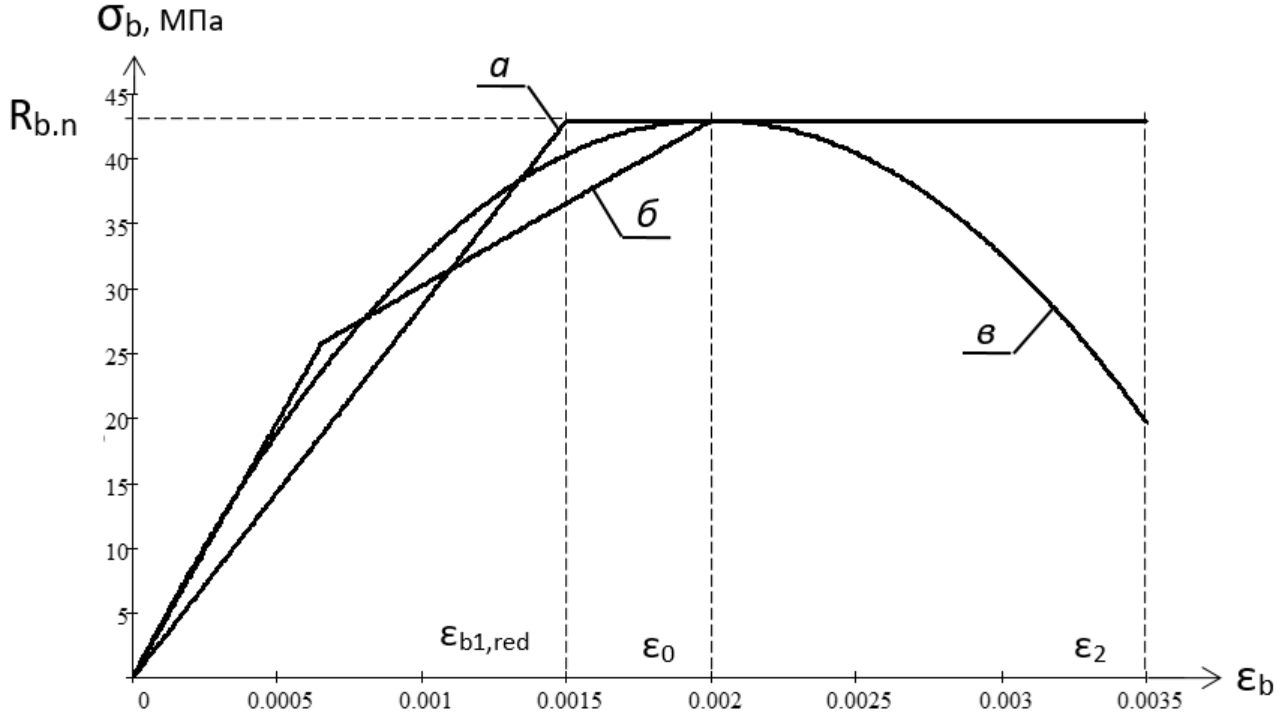


Рис.4.5. Диаграммы состояния бетона класса В60 при одноосном сжатии:
а – двухлинейная; *б* – трёхлинейная, в – криволинейная

4.2. Диаграммы состояния арматуры

В качестве диаграммы состояния арматуры, устанавливающей связь между напряжениями σ_s и относительными деформациями ε_s , для обычной (не высокопрочной) арматуры принимают двухлинейную диаграмму (рис. 4.6).

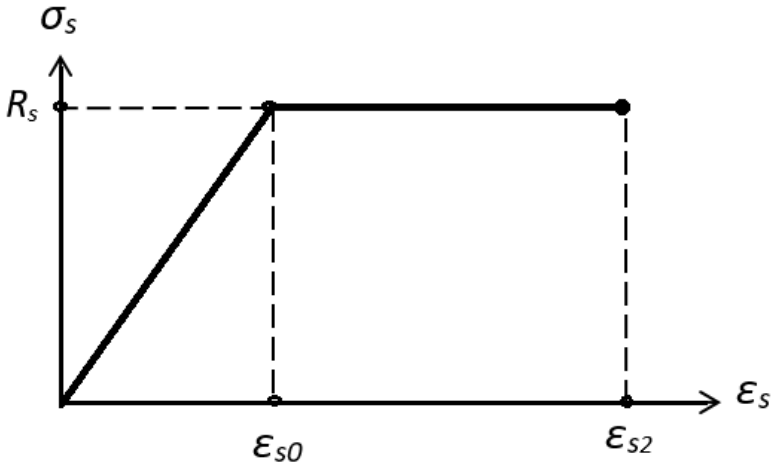


Рис.4.6. Диаграмма состояния арматуры "σ_s – ε_s"

Диаграммы при растяжении и сжатии арматуры принимают одинаковыми. Параметрические точки: ε_{s2}=0,025, $\varepsilon_{s0} = \frac{R_s}{E_s}$.

Значения модуля упругости арматуры *Es* принимают одинаковыми при растяжении и сжатии и равными $Es = 2{,}0 \cdot 10^5$ МПа.

Таким образом, в диапазоне значений деформаций $0 < \varepsilon_s < \varepsilon_{s0}$ напряжения равны $\sigma_s = \varepsilon_s E_s$, а при $\varepsilon_{s0} \le \varepsilon_s \le \varepsilon_{s2}$ напряжения равны $\sigma_s = R_s$.

4.3. Методика расчета

Расчет ведется методом итераций. Поскольку принята гипотеза плоских сечений, то деформации любого волокна по высоте сечения можно определить, если известны деформации не менее чем в двух характерных точках. При двузначной эпюре деформаций первую точку располагаем в крайнем сжатом волокне, деформации которого равны предельной сжимаемости бетона ε_{b2}. Вторую точку располагаем на нейтральной линии сечения, где относительные деформации равны нулю. Но положение нейтральной линии нам пока неизвестно и поэтому требуется вычислить значение высоты сжатой зоны *x*. Делается это последовательными приближениями, в ходе которых подбирают такую высоту сжатой зоны *x*, при которой выполнялось бы условие равенства нулю одного из условий равновесия. Для внецентренно сжатых элементов в качестве этого условия принимают сумму моментов внешних сил и внутренних усилий относительно оси параллельной нейтральной линии и проходящей через линию действия внешней силы. Для изгибаемых элементов рассматривается сумма проекций внутренних усилий на нормаль к сечению.

Решается эта задача любым из численных методов.

Зная величину *x* (окончательную либо промежуточную, фигурирующую в процессе поиска решений), по линейному закону определяют значение относительных деформаций ε_{bi} на уровне центра тяжести каждого элементарного участка бетона, а также ε_{si} на уровне центра тяжести каждого стержня арматуры. Затем при помощи диаграмм состояния бетона и арматуры по найденным деформациям определяют напряжения в каждом элементарном участке бетона и в

каждом ряду арматуры. Полученные таким образом усилия суммируются. Затем проверяется одно из упомянутых выше условий равновесия. Итерации повторяются до тех пор, пока не будет достигнута требуемая точность расчета. Например, текущее и предыдущее значения величины x отличаются не более чем на 0,1%. Или сумма моментов (сумма проекций) нулю не равна, но не более некоторой предварительно заданной величины δ, определяющей точность расчета. Затем, используя полученное таким образом значение высоты сжатой зоны x, из второго, оставшегося не использованным, уравнения статики определяют несущую способность элемента. При расчете внецентренно сжатых элементов используют сумму проекций внешних сил и внутренних усилий на продольную ось элемента, а при расчете изгибаемых – сумму моментов внутренних усилий относительно оси параллельной нейтральной линии и проходящей через центр тяжести растянутой арматуры. Для изгибаемых элементов расчет на этом заканчивается.

При расчете внецентренно сжатых элементов полученный результат является первым приближением, поскольку получен без учета влияния прогиба. На следующем этапе расчета определяется прогиб элемента f при текущем значении высоты сжатой зоны x. Влияние прогиба на несущую способность стоек учитывается увеличением начального значения осевого эксцентриситета на величину прогиба. С новым значением эксцентриситета внешней силы повторно выполняется расчет несущей способности элемента.

Приведенная последовательность операций выполняется до тех пор, пока не будет обеспечена сходимость значения N на предыдущей и последующей ступенях расчета в пределах заданной точности решения.

При вычислении прогибов необходимо учитывать возможность образования трещин и определять кривизны по формулам, соответствующим случаю (сечение с трещинами или без трещин).

Критерием образования трещин в поперечном сечении является превышение деформациями крайнего растянутого волокна величины предельной растяжимости $\varepsilon_{bt,2}$.

5. РАСЧЕТ ИЗГИБАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

5.1. Прочность изгибаемых элементов по нормальным сечениям

Предельное состояние балки по несущей способности характеризуется разрушением либо в нормальном к оси элемента сечении 1, либо в наклонном сечении 2 (рис.5.1). Разрушение по нормальному сечению вызывается действием изгибающего момента, а по наклонному сечению – действием поперечных сил и, реже, моментов.

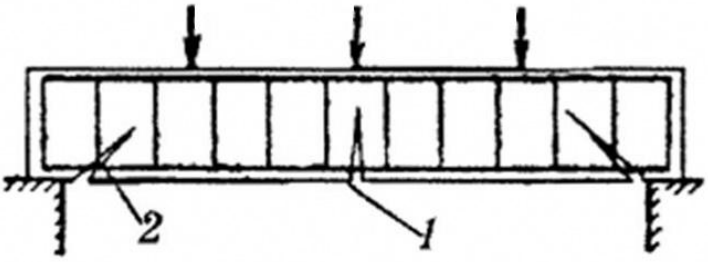


Рис.5.1. Разрушение балки:
1 – по нормальному сечению; 2 – по наклонному сечению

В железобетонных нормально армированных изгибаемых элементах разрушение начинается с растянутой арматуры. По достижении в ней предела текучести резко уменьшается высота сжатой зоны бетона, что вызывает ее разрушение. Лишь в балках с очень большим количеством растянутой арматуры разрушение может начаться со сжатой зоны; при этом напряжения в арматуре будут ниже предела текучести, что экономически невыгодно.

В соответствии с описанным характером разрушения железобетонных балок по нормальным сечениям различают два случая расчета:

а) первый случай, когда расчет ведется в предположении, что первопричиной исчерпания прочности элемента будет достижение в растянутой арматуре расчетных сопротивлений;

б) второй случай, когда расчет ведется в предположении, что прочность элемента исчерпывается вследствие разрушения сжатой зоны бетона раньше, чем напряжения в растянутой арматуре достигнут расчётного сопротивления.

5.1.1. Сечения с одиночной арматурой

При первом случае расчёта предельное состояние элементов с одиночной арматурой, т.е. с рабочей арматурой, расположенной только в растянутой зоне, если площадь арматуры не превышает некоторого предела, характеризуется достижением в арматуре расчётного сопротивления R_s, затем или одновременно (но не ранее) – достижением в бетоне расчётного сопротивления сжатию. В предельном состоянии внутренние усилия будут равны: в растянутой арматуре – $R_s A_s$, в сжатом бетоне при прямоугольной эпюре напряжений – $R_b A_b$ (рис. 5.2, *а*). Принятие в сжатом бетоне эпюры напряжений прямоугольной вместо фактической криволинейной приводит к незначительным погрешностям, зато упрощает расчётные формулы. Сопротивлением бетона в растянутой зоне пренебрегают, так как рассматривают сечение, проходящее через трещину.

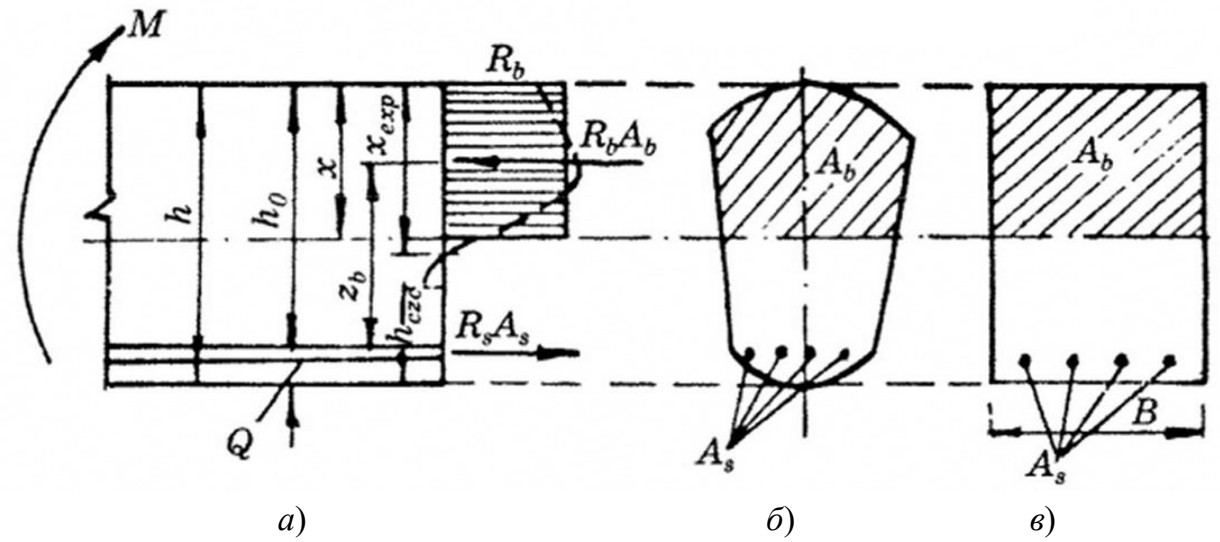


Рис. 5.2. К расчёту элемента с одиночной арматурой

Выведем расчётные формулы для элементов с сечением любой формы, симметричной относительно вертикальной оси (рис. 5.2, *б*), исходя из двух условий равновесия в предельном состоянии.

Уравнение моментов относительно оси, проходящей через точку приложения равнодействующей усилий в растянутой арматуре A_s:

$$M - R_b A_b Z_b = 0 \text{ или } M = R_b A_b Z_b.$$

Очевидно, несущая способность элемента будет обеспечена, если внешний момент не превысит величину предельного момента внутренних сил, поэтому можно записать:

$$M \leq R_b S_b \ , \tag{5.1}$$

где

$$S_b = A_b Z_b - \tag{5.2}$$

статический момент площади сжатой зоны бетона относительно оси, нормальной к плоскости действия изгибающего момента и приходящей через точку приложения равнодействующей усилия в арматуре A_s.

Положения нейтральной оси, а следовательно, и площадь сжатой зоны бетона определяют из уравнения проекций на ось элемента:

$$R_s A_s - R_b A_b = 0 \ \text{ или } \ R_s A_s = R_b A_b. \tag{5.3}$$

В расчёте изгибаемых элементов вводится не полная высота сечения h, а рабочая – полезная $h_0 = h - a$, где a – расстояние от равнодействующей усилий в арматуре A_s до растянутой грани балки (см. рис. 5.2, *а*). Отношение высоты сжатой зоны сечения к рабочей высоте называют относительной высотой сжатой зоны сечения $\xi = x/h_0$. Величины x и h_0 измеряют в направлении, перпендикулярном к прямой, ограничивающей сжатую зону.

С увеличением количества растянутой арматуры, как видно из уравнения (5.3), увеличивается площадь сжатой зоны бетона A_b, а следовательно, x и ξ. Очевидно, что существуют граничное значение ξ_R и соответствующее предельное армирование, при превышении которого разрушение элемента будет начинаться уже не с растянутой арматуры, а со сжатой грани бетона. Это будет границей между первым и вторым случаями расчёта элемента.

Таким образом, расчёт элементов по первому случаю, по формулам (5.1) и (5.3), производится, если $\xi = x/h_0 \leq \xi_R$. При $\xi < \xi_R$ расчёт ведётся по второму случаю. Опыты показали, что величина ξ_R зависит от свойств бетона и арматуры. С увеличением прочности бетона ввиду меньшей пластичности наблюдается более раннее хрупкое разрушение сжатой зоны бетона, что ведёт к уменьшению

значений ξ_R. При увеличении же прочностных свойств арматуры ξ_R уменьшается.

На основании опытных данных получена следующая эмпирическая формула для определения граничного значения относительной высоты сжатой зоны:

$$\xi_R = \frac{0{,}8}{1+\frac{\varepsilon_{s,el}}{\varepsilon_{b2}}}, \tag{5.4}$$

где $\varepsilon_{s,el} = \frac{R_s}{E_s}$ – относительная деформация растянутой арматуры, соответствующая напряжению R_s; ε_{b2} – относительная деформация сжатого бетона, соответствующая напряжению R_b .

Величина ε_{b2} зависит от длительности действия нагрузки, вида напряженного состояния и прочности бетона.

При непродолжительном действии нагрузки:

для бетонов класса по прочности на сжатие В60 и ниже ε_{b2} = 0,0035;

для бетонов класса по прочности на сжатие В70 – В100 значение ε_{b2} изменяется по линейному закону: от 0,0033 при В70 до 0,0028 при В100.

При продолжительном действии нагрузки численные значения коэффициента ε_{b2} принимают в зависимости от влажности по СП 63.13330.

Для высокопрочных бетонов значения относительных деформаций ε_{b2} следует принимать с умножением на отношение (270 – В)/210.

Для тяжелого бетона классов В70 – В100 и для мелкозернистого бетона в числителе формулы (5.4) вместо 0,8 следует принимать 0,7.

Для элементов прямоугольного сечения (рис. 5.2, *в*) формулы (5.1) и (5.2), после подстановки в них $A_b = bx$ и $S_b = bx(h_0 - 0.5x)$, примут вид

$$M \leq R_b bx(h_0 - 0.5x); \tag{5.6}$$

$$R_s A_s = R_b bx\ . \tag{5.7}$$

При определении несущей способности элемента при заданных размерах сечения бетона и арматуры из формулы (5.7) находят величину x, определяющую положение нейтральной оси и площадь сжатой зоны бетона:

$$x = R_s A_s / R_b b \quad \text{или} \quad \xi = x/h_0 = R_s A_s / b h_0 R_b = \mu R_s / R_b\,, \qquad (5.8)$$

где $\mu = A_s / bh_0$ – коэффициент армирования (отношение площади сечения растянутой арматуры к рабочей площади сечения bh_0).

Относительное содержание арматуры в сечении можно выразить также через процент армирования: $\mu = A_s / bh_0 \cdot 100$ %.

Из формулы (5.8) видно, что с увеличением μ увеличивается относительная высота сжатой зоны бетона ξ. Подставляя предельное значение относительной высоты сжатой зоны бетона в формулу (5.8), получим значение наибольшего коэффициента армирования:

$$\mu_{max} = \xi_R R_b / R_s\,. \qquad (5.9)$$

Как видно из формулы (5.9), максимальный процент армирования μ_{max} зависит от расчетных сопротивлений бетона и арматуры. Вместе с тем нормы ограничивают и минимальные проценты армирования. Для изгибаемых элементов, если арматура требуется по расчёту μ_{min}=0.1%. Если процент армирования элемента ниже указанного минимума, его следует рассчитывать без учета арматуры, т.е. как неармированный бетонный элемент.

Формулу (5.6) можно представить в виде

$$M = R_b b x \frac{h_0^2}{h_0}\left(1 - 0.5\frac{x}{h_0}\right) = R_b b h_0^2 \xi (1 - 0.5\xi) = \alpha_m b h_0^2 R_b, \qquad (5.10)$$

где

$$\alpha_m = \xi(1 - \xi/2). \qquad (5.11)$$

Из (5.11) получим формулу для определения ξ при известном значении α_m:

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}\,. \qquad (5.12)$$

С учётом формул (5.10) и (5.12) площадь сечения растянутой арматуры рекомендуем выполнять по следующей схеме:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} \;\rightarrow\; \xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} \rightarrow x = \xi h_0 \;\rightarrow\; A_s = \frac{R_b b x}{R_s}\,. \qquad (5.13)$$

При подборе сечений железобетонных элементов в практических расчетах следует иметь в виду, что одинаковая несущая способность может быть обеспечена при разных размерах сечения и, соответственно, процентах армирования. Очевидно, что с увеличением высоты сечения элемента площадь сечения арматуры уменьшается. При проектировании конструкций необходимо стремиться к наиболее экономичному решению, при котором стоимость конструкции будет меньшей.

Исследования показывают, что это требование соблюдается при значениях $\xi = 0{,}2 – 0{,}3$ для балок и $\xi = 0{,}1 – 0{,}25$ для плит.

Предельный момент, воспринимаемый элементом с одиночной арматурой, при котором бетон сжатой зоны не разрушается преждевременно, выражается формулой (принимаем $\xi = \xi_R$)

$$M_R = \alpha_R b h_0^2 R_b, \qquad (5.14)$$

где

$$\alpha_R = \xi_R(1 - \xi_R/2).$$

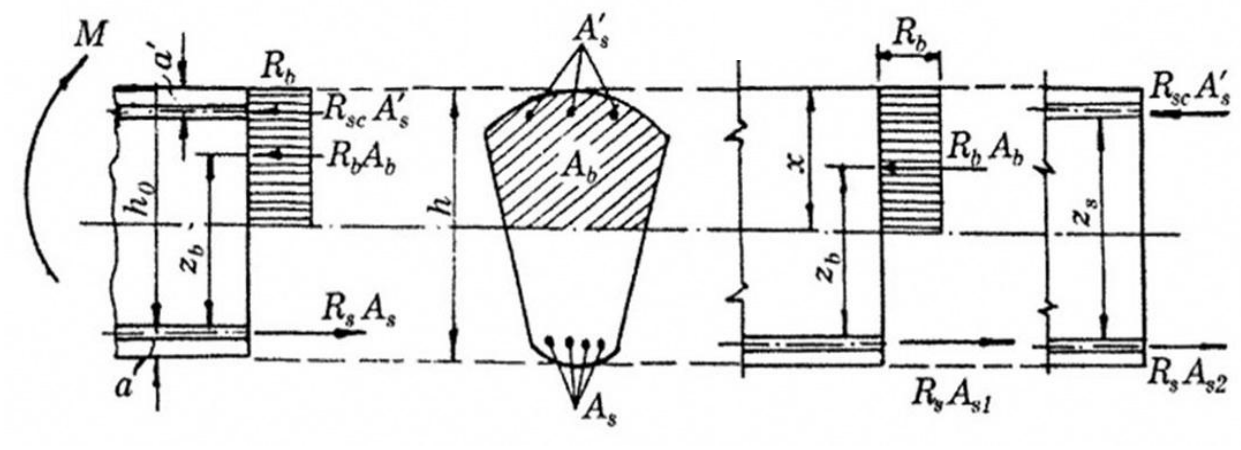
При втором случае расчета предполагается, что разрушение элемента начинается со стороны сжатой зоны, относительная высота ее $\xi > \xi_R$.

Опыты показали, что увеличение прочности обычных железобетонных элементов с повышением армирования сверх граничного незначительно. Прочность таких элементов можно рассчитывать по формулам (5.1) или (5.6) с подстановкой в них $x = \xi_R h_o$. Более точный расчет производится подстановкой в расчетные формулы вместо R_s напряжений

$$\sigma_s = (2\frac{1-\xi}{1-\xi_R} - 1)R_s. \qquad (5.15)$$

5.1.2. Сечения с двойной арматурой

Если изгибаемый элемент подвергается действию двузначного момента или когда размеры сечения ограничиваются эксплуатационными или эстетическими требованиями, применяют двойную рабочую арматуру, расположенную у двух противоположных граней (рис. 5.3, *а, б*).



а) *б*) *в*) *г*)

Рис. 5.3. К расчету элемента с двойной арматурой

Момент, воспринимаемый изгибаемым элементом с двойной арматурой,

$$M = M_1 + M',$$

где $M_1 = R_b A_b Z_b$ – момент, воспринимаемый сжатой зоной бетона и соответствующей частью растянутой арматуры A_{sl}, как в элементе с одиночной арматурой (рис. 5.3, *в*); $M' = A'_s(h_0 - a')$ – момент, воспринимаемый сжатой арматурой A'_s и соответствующей частью растянутой арматуры A_{s2} (рис. 5.3, *г*).

Условие равновесия в предельном состоянии представим в виде

$$M \leq R_b S_b + R_{s,c}, \tag{5.16}$$

где $S_b = A_b Z_b$; $S_s = A'_s(h_0 - a')$.

Положение нейтральной оси и площади сечения сжатой зоны бетона (при заданной форме поперечного сечения) определяется из уравнения проекций на продольную ось элемента:

$$R_s A_s - R_{sc} A'_s = R_b A_b. \tag{5.17}$$

Для элементов прямоугольного сечения расчетные формулы (5.16) и (5.17) примут вид

$$M \leq R_b bx(h_0 - 0{,}5x) + R_{s,c} A'_s(h_0 - a'); \tag{5.18}$$

$$R_s A_s - R_{sc} A'_s = R_b bx. \tag{5.19}$$

В практике проектирования встречаются задачи двух видов:

1) сжатая арматура необходима для усиления сжатой зоны бетона (если увеличение размеров сечения нежелательно);

2) сжатая арматура предусмотрена по конструктивным соображениям или при условии действия двузначного изгибающего момента.

В задачах первого вида обычно бывают заданы размеры сечения и надо определить сечения растянутой и сжатой арматуры A_s и A'_s при расчетном моменте M. В этом случае сначала по формуле (5.14) определяют предельную величину момента $M_1 = M_R$, который может быть воспринят элементом без сжатой арматуры (рис. 5.3, в). Если заданный расчетный момент M по величине превышает предельный момент M_R, который может быть воспринят элементом с одиночной арматурой, то необходимо усилить сжатую зону бетона сжатой арматурой. Количество такой арматуры должно обеспечивать восприятие разности моментов $M' = M - M_R$:

$$A'_s = \frac{M - \propto_R b h_0^2 R_b}{R_{sc}(h_0 - a')}. \qquad (5.20)$$

Общее сечение растянутой арматуры определяют как сумму A_{s1} и A_{s2}, соответствующих моментам M_1 и M', или из формул (5.19) с подстановкой в нее $x = \xi_R h_0$, т.е.

$$A_s = \xi_R b h_0 \frac{R_b}{R_s} + A'_s \frac{R_{s,c}}{R_s}. \qquad (5.21)$$

В задачах второго вида заданы не только размеры сечения, но и площадь сечения арматуры A'. В этом случае сначала определяют

$$\alpha_m = \frac{M - R_{sc} A'_s (h_0 - a')}{R_b b h_0^2}. \qquad (5.22)$$

Если окажется, что $\alpha_m > \alpha_R$, то заданное количество сжатой арматуры A'_s недостаточно, следует увеличить либо размеры сечения, либо количество арматуры A'_s. Количество A'_s определяется как в задаче первого вида. Если же $\alpha_m \leq \alpha_R$, то по формуле (5.12) находят ξ, а затем определяют сечение растянутой арматуры по формуле (5.23), подставляя в нее соответствующее значение ξ.

В приведенных формулах напряжения в сжатой арматуре приняты равными расчетному сопротивлению, поэтому пользоваться

ими можно лишь в случае, когда такие напряжения в сжатой арматуре действительно могут быть достигнуты.

Следует помнить, что эпюра напряжений в сжатой зоне бетона даже в предельном состоянии будет фактически криволинейной. Поэтому если равнодействующая усилий в сжатой арматуре окажется расположенной ближе к растянутой грани балки, чем равнодействующая сжимающих усилий в бетоне, то деформации и напряжения в сжатой арматуре могут оказаться менее предельных значений. Во избежание ошибки пользуются таким правилом: если вычисленная без учета сжатой арматуры ($A_s' = 0$) высота сжатой зоны меньше удвоенной величины a', сжатую арматуру в расчёте не учитывают.

Если при определении высоты сжатой зоны из формулы (5.19) оказалось, что $\xi \leq 0$, прочность элемента проверяют по формуле

$$M \leq R_s A_s (h_0 - a'), \tag{5.23}$$

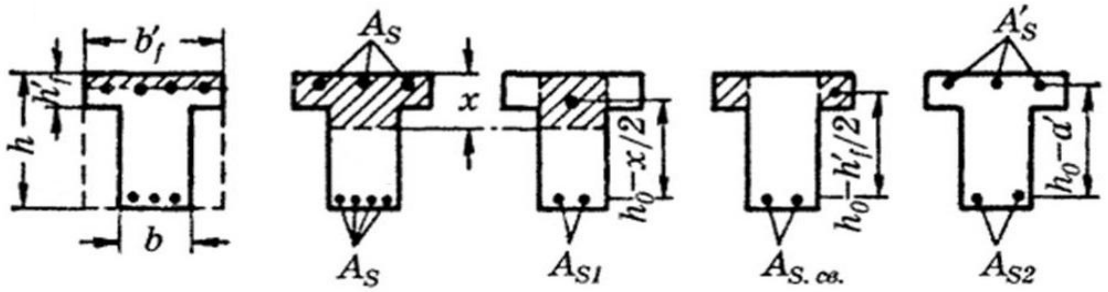
т.е. без учета работы бетона.

5.1.3. Элементы таврового сечения

Изгибаемые элементы таврового сечения с полкой в сжатой зоне широко применяют в виде отдельных балок и в составе ребристых перекрытий. Целесообразность такой формы сечения обусловлена тем, что в нем сводится к минимуму площадь сечения неработающего растянутого бетона и, наоборот, развивается площадь сечения сжатой зоны. Элементы таврового сечения с полкой в растянутой зоне встречаются редко. Полка, расположенная в растянутой зоне, не увеличивает несущей способности элемента. Такие сечения рассчитывают как прямоугольные с шириной, равной ширине ребра таврового сечения.

В элементах таврового сечения с полкой в сжатой зоне ширина полки, учитываемая в расчете, ограничивается. При слишком больших свесах и малой толщине полок значительно возрастают скалывающие напряжения в местах примыкания полки к ребру. Кроме того, по мере удаления участков полок от ребра снижаются продольные напряжения, поэтому, на основании экспериментальных данных, нормами ограничена величина свесов полок, вводимая в расчет. Ши-

рина свеса полок в каждую сторону от ребра не должна превышать половины расстояния в свету между соседними ребрами и 1/6 пролета рассчитываемого элемента. Кроме того, если в элементе расстояния между поперечными ребрами превышают расстояния между продольными ребрами или если поперечные ребра отсутствуют, то при $h'_f < 0{,}1h$ вводимая в расчет ширина свеса полки в каждую сторону от ребра не должна быть более $6h'_f$ (рис. 5.4). При наличии поперечных ребер или при $h_f \geq 0{,}1h$ ширина полки b'_f принимается равной расстоянию в свету между продольными ребрами.



а) *б*) *в*) *г*) *д*)

Рис. 5.4. К расчету элементов таврового сечения

Для отдельных балок расчетная ширина свеса полки в каждую сторону от ребра должна быть: при $h_f \geq 0{,}1h$ не более $6h'_f$, при $0{,}05h < h'_f < 0{,}1h$ не более $3h'_f$. При $h'_f < 0{,}05h$ свесы полки в расчет не вводят и сечение рассчитывают как прямоугольное с размерами h и b.

При расчете тавровых сечений могут встретиться два случая:

1) нейтральная ось проходит в пределах толщины полки (рис. 5.4, *а*);

2) нейтральная ось пересекает ребра (рис. 5.4, *б*).

Нейтральная ось проходит в полке при условии, что

$$R_s A_s \leq R_b b'_f h'_f + R_{s,c} A'_s. \qquad (5.24)$$

В этом случае тавровое сечение рассчитывают как прямоугольное с шириной, равной b'_f, так как площадь бетона, расположенная ниже нейтральной оси, не работает; следовательно, сечение может быть дополнено до прямоугольного (пунктир на рис. 5.4, *а*). Когда

нейтральная ось проходит в ребре, сжатая зона сечения складывается из сжатой зоны ребра (рис. 5.4, *в*) и полностью сжатых свесов (рис. 5.4, *г*), которые работают в условиях, близких к осевому сжатию.

Составив уравнения моментов относительно оси, проходящей через точку приложения равнодействующей усилий в растянутой арматуре, получим условие прочности:

$$M \leq R_b bx(h_0 - 0{,}5x) + R_b(b'_f - b)h'_f(h - 0{,}5h'_f) + R_{s,c}A'_s(h_0 - a'). \quad (5.25)$$

Положение нейтральной оси определяется из уравнения проекций на продольную ось элемента:

$$R_s A_s = R_b bx + R_b(b'_f - b)h'_f + R_{s,c}A'_s. \quad (5.26)$$

Положение нейтральной оси определяется из уравнения проекций на продольную ось элемента:

$$R_s A_s = R_b bx + R_b\left(b'_f - b\right)h'_f + R_{s,c}A'_s. \quad (5.27)$$

Несущая способность таврового сечения, представляемая правой частью уравнения (5.25), определяется суммой трех слагаемых: момента M_1, воспринимаемого ребром с площадью сжатой зоны бетона bx и соответствующей частью растянутой арматуры A_{s1}; момента $M_{св}$, воспринимаемого свесами сжатой полки с площадью $(b'_f–b)h'_f$ и соответствующей частью растянутой арматуры $A_{s.св}$ (рис. 5.4, *г*); момента M', воспринимаемого сжатой арматуры A'_s и соответствующей частью растянутой арматуры A_{s2} (рис. 5.4, *д*).

При практических расчетах, как правило, известны расчетный изгибающий момент M, размеры сечения и площадь сечения сжатой арматуры A'_s, которые принимают по конструктивным соображениям. Необходимо определить площадь сечения растянутой арматуры.

Расчет начинают с определения положения нейтральной оси. Для этого сначала определяют величину момента M_f, предполагая, что нейтральная ось проходит по нижнему краю полки, т.е. принимая $x = h'_f$:

$$M_f = R_b b'_f h'_f(h_o–0{,}5h'_f) + R_{sc} A'_s (h_o–a). \quad (5.28)$$

Если заданный расчетный момент $M \leq M_f$, вычисленного по формуле (5.28), то нейтральная ось проходит в полке и тавровое се-

чение рассчитывают как прямоугольное с шириной, равной b'_f. При $M > M_f$ нейтральная ось проходит в ребре и расчет производят следующим образом: сначала определяют $M_{св}$ и M', и соответствующие площади растянутой арматуры:

$$A_{s,\text{св}} = \frac{M_{\text{св}}}{R_s\left(h_0 - 0{,}5h'_f\right)} \tag{5.29}$$

и

$$A_{s2} = A'_s \frac{R_{sc}}{R_s}\,. \tag{5.30}$$

Затем определяют момент M_1 как разность заданного расчетного момента и моментов, воспринимаемых свесами полки и сжатой арматурой:

$$M_1 = M - M_{\text{св}} - M'.$$

По моменту M_1 определяют площадь сечения A_{s1}:

$$\propto_m = M_1/(bh_0^2 R_b)\,;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}\,;$$

$$x = \xi h_o;$$

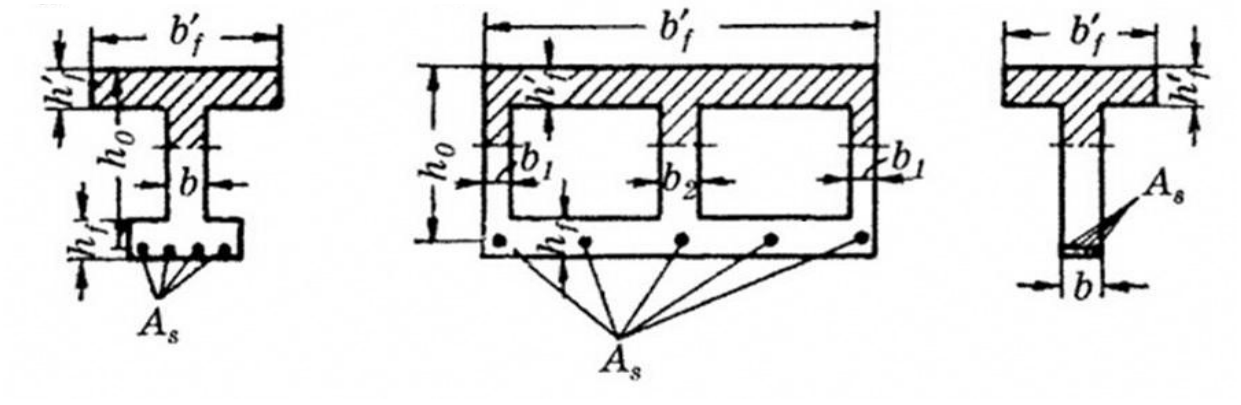
$$A_{s1} = \frac{M_1}{R_s(h_0 - \frac{x}{2})}\,.$$

Полное сечение растянутой арматуры

$$A_s = A_{s1} + A_{s,\text{св}} + A_{s2}.$$

5.1.4. Элементы двутаврового и коробчатого сечений

При расчете по несущей способности элементов двутаврового или коробчатого сечений их приводят к эквивалентному тавровому сечению (рис. 5.5). При этом растянутая полка в расчете не учитывается, так как бетон, расположенный ниже нейтральной оси, растянут и вследствие образования трещин из работы выключается. Вся растянутая арматура сосредоточивается в ребре с сохранением неизменной величины рабочей высоты сечения h_o.



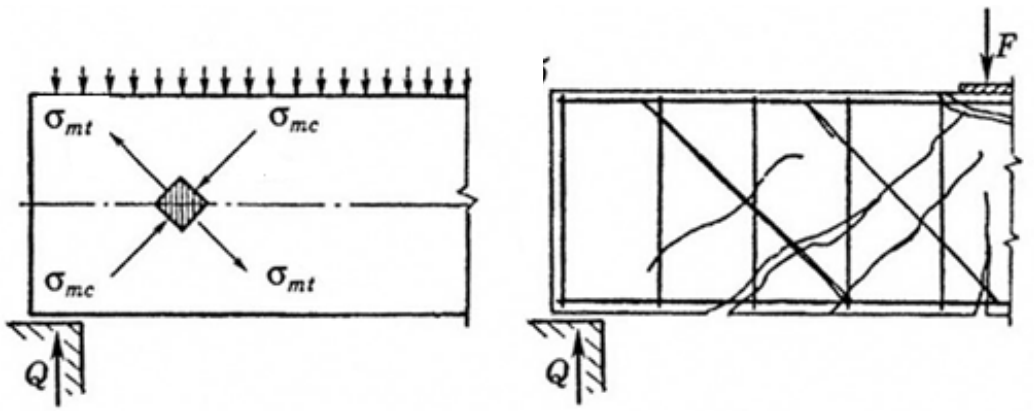
а) *б*) *в*)

Рис. 5.5. К расчету элементов двутаврового и коробчатого сечений:
а – двутавровое сечение; *б* – коробчатое сечение;
в – эквивалентное тавровое сечение

При переходе от коробчатого сечения к эквивалентному тавровому ширина b'_f и толщина h'_f сжатой полки сохраняются такими же, как в коробчатом сечении, ширина ребра принимается равной сумме толщин вертикальных стенок коробчатого элемента (на рис. 5.5 $b = b_1+b_2+b_1$), а вся растянутая арматура сосредоточена в ребре с сохранением той же рабочей высоты h_o. Растянутая полка в расчете по несущей способности не учитывается.

5.2. Расчет прочности изгибаемых элементов по наклонным сечениям

При изгибе железобетонных элементов на участках со значительными поперечными силами (около опор) от действия главных напряжений σ_{mt} (рис. 5.6, *а*) может образоваться наклонная трещина, разделяющая элемент на части, соединенные между собой бетоном сжатой зоны и арматурой. При увеличении нагрузки ширина трещин увеличивается, напряжения в арматуре (продольной, поперечной, отогнутой), пересекаемой трещиной, а также в сжатом бетоне над трещиной возрастают и достигают предельных. Разрушение элемента по наклонному сечению может произойти либо в результате достижения предела текучести арматурой, пересекаемой трещиной, а вслед за тем взаимного поворота обеих частей элемента и разрушения сжа-



а) *б*)

Рис 5.6. Главные напряжения в бетоне около опоры балки (*а*)
и характер разрушения балки по наклонному сечению (*б*)

того бетона над трещиной, либо (при достаточно большом количестве хорошо заанкеренной продольной арматуры) в результате разрушения бетона от совместного действия среза и сжатия (рис. 5.6, *б*). При обоих видах разрушения в предельном состоянии должны соблюдаться следующие условия прочности, вытекающие из уравнения моментов всех сил, приложенных к рассматриваемой части элемента, относительно точки приложения равнодействующей сжимающих усилий в сечении над трещиной и уравнения проекций тех же усилий на нормаль к продольной оси элемента (рис. 5.7):

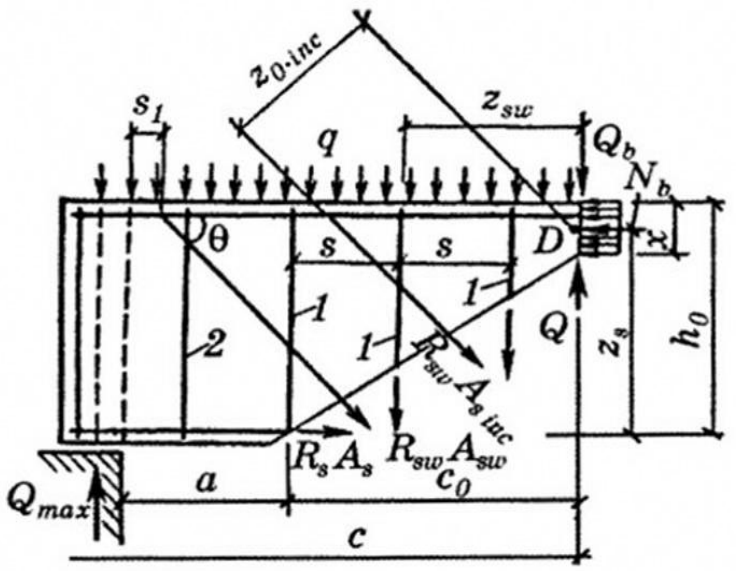


Рис. 5.7. К расчету прочности наклонных сечений:
1 – поперечные стержни, принимающие участие в работе;
2 – стержни, не пересекаемые трещиной

$$M \leq R_s A_s z_s + \sum R_{sw} A_{sw} z_{sw} + \sum R_s A_{s,inc} z_{s,inc}; \quad (5.32)$$

$$Q \leq \varphi_{sw} R_{sw} A_{sw} + \varphi_{sw} \sum R_{sw} A_{s,inc} z_{sw} \sin\theta + Q_b. \quad (5.33)$$

Третьим условием прочности является уравнение проекции всех сил на продольную ось элемента, из которого обычно определяется высота сжатой зоны над наклонной трещиной.

В уравнениях (5.32) и (5.33): M – момент внешних расчетных нагрузок, приложенных к рассматриваемой части элемента, относительно оси проходящей через точку приложения равнодействующей сжимающих усилий в бетоне; Q – поперечная сила в наклонном сечении с длиной проекции С на продольную ось элемента, определяемая от всех внешних сил, расположенных по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения (при этом учитывают наиболее опасное загружение в пределах наклонного сечения); A_{sw} – площадь сечения всех поперечных стержней, расположенных в плоскости, пересекающей рассматриваемое наклонное сечение; $A_{s,inc}$ – площадь сечения всех отогнутых стержней, расположенных в одной (наклонной к оси элемента) плоскости, пересекающей рассматриваемое наклонное сечение; z_{sw} и $z_{s,inc}$ – расстояния от точки приложения равнодействующей сжимающих усилий в бетоне до усилий, действующих соответственно в поперечных стержнях (хомутах) и отгибах; φ_{sw} – коэффициент, принимаемый равным 0,75; θ – угол наклона отогнутой арматуры к продольной оси элемента; Q_b – величина поперечной силы, воспринимаемой бетоном в наклонном сечении.

Как показали опыты, Q_b зависит от геометрических размеров сечения, класса бетона и крутизны наклонного сечения. Эта зависимость выражается эмпирической формулой

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2} \varphi_n R_{bt} b h_0^2}{\mathrm{C}} = \frac{M_b}{\mathrm{C}}, \quad (5.34)$$

где C – длина проекции наиболее опасного наклонного сечения на продольную ось элемента; b – ширина прямоугольного сечения, ширина ребра таврового или двутаврового сечения, суммарная толщина стенок коробчатого сечения и т.п.; φ_{b2} – коэффициент, принимаемый равным 1,5.

Коэффициент φ_n учитывает влияние продольных сил:

Значение коэффициента φ_n	Условие
1.0	При отсутствии продольных сил
$1+\frac{\sigma_{\text{ср}}}{R_b}$	$0<\sigma_{\text{ср}}\leq 0{,}25R_b$
1,25	$0{,}25R_b<\sigma_{\text{ср}}\leq 0{,}75R_b$
$5(1-\frac{\sigma_{\text{ср}}}{R_b})$	$0{,}75R_b<\sigma_{\text{ср}}\leq R_b$
$1-\frac{\sigma_t}{2R_{bt}}$	$0<\sigma_t\leq R_{bt}$

В формулах таблицы $\sigma_{\text{ср}}$ и σ_t – средние сжимающее и растягивающее напряжения в бетоне сечения от воздействия продольных сил (принимаются по модулю). Если содержание продольной арматуры не более 3%, при определении этих напряжений арматуру допускается не учитывать.

Вычисленное по формуле (5.34) значение Q_b принимают не более $2{,}5R_{bt}bh_0$ и не менее $0{,}5R_{bt}bh_0$.

5.2.1. Расчёт наклонных сечений по поперечной силе

Практические расчеты наклонных сечений по поперечной силе удобно производить по следующей методике.

Если элемент армирован только продольной арматурой и поперечными стержнями (хомутами), то условие прочности можно представить в виде

$$Q\leq Q_{bs}=Q_b+Q_{sw}. \qquad (5.35)$$

Левая часть неравенства представляет собой поперечную силу в сечении с вершиной наклонной трещины, правая – наименьшее значение поперечной силы, воспринимаемой совместно бетоном и хомутами, пересечёнными наклонной трещиной.

Наименьшее значение Q_{bs} соответствует наиболее опасному наклону сечения, для отыскания которого составим следующее выражение (см. рис. 5.7):

$$Q\leq Q_{bs}=q(\text{c}+a)+0{,}75q_{sw}\text{c}+\frac{M_b}{c}, \qquad (5.36)$$

где q – равномерно распределенная внешняя нагрузка; q_{sw} – предельное усилие в хомутах на единицу длины элемента, равное

$$q_{sw} = \frac{R_{sw}A_{sw}}{s}; \tag{5.37}$$

s – расстояние между хомутами.

Заметим, что для заданного элемента и нагрузки поперечная сила Q_{bs}, определяемая формулой (5.36), является лишь функцией C. Отыщем положение наиболее опасной наклонной трещины (длину ее проекции C), на образование которой потребуется минимальная поперечная сила Q. Для этого берем производную от Q по C и приравниваем ее нулю:

$$\frac{dQ}{dc} = q + 0{,}75q_{sw} - \frac{M_b}{c^2} = 0,$$

откуда

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{0{,}75q_{sw}+q}}. \tag{5.38}$$

Полученное значение c принимается в пределах от h_o до $2h_o$..

Подставляя найденное значение C в формулу (5.36), получим:

$$Q_{bs} = 2\sqrt{M_b(0{,}75q_{sw} + q) + qa}.$$

Наименьшее значение Q_{bs} будет при $a = 0$, т.е. в наклонном сечении, проходящем у грани опоры:

$$\mathrm{Q_{bs}} = 2\sqrt{\mathrm{M_b(q_{sw} + q)}}. \tag{5.39}$$

Если подставить значение C из (5.38) в (5.34), получим выражение для поперечной силы, воспринимаемой бетоном сжатой зоны над наклонной трещиной:

$$\mathrm{Q_b} = \sqrt{\mathrm{M_b(q_{sw} + q)}}. \tag{5.40}$$

Сравнивая (5.39) и (5.40), отметим, что при наиболее опасном наклоне трещин поперечные силы, воспринимаемые бетоном сжатой зоны и поперечной арматурой, равны по величине и составляют половину Q_{bs}. После подстановки в (5.39) значения M_b из (5.34) получим:

$$Q_{bs} = 2\sqrt{\varphi_{b2}\varphi_n R_{bt} b h_0^2 (0.75q_{sw} + q)}. \tag{5.41}$$

Сплошная равномерно распределенная нагрузка q в пределах длины проекции наклонного сечения учитывается лишь в элементах, рассчитываемых только при такой схеме нагрузки, когда эта нагрузка действует постоянно (например, при гидростатическом давлении, давлении грунта и т.п.). В большинстве случаев нагрузка q, уменьшающая величину поперечной силы, ввиду того что она может отсутствовать или перемещаться, в выражении (5.41) не учитывается.

При проектировании элемента, наметив диаметр поперечных стержней (хомутов) и расстояния между ними, определяют q_{sw} по формуле (5.37). Значение q_{sw} должно быть не менее $0{,}25R_{bt}b$ (в противном случае поперечную арматуру в расчёте не учитывают).

Найденное значение q_m подставляют в (5.41) и вычисляют Q_{bs}, после чего проверяют условие (5.35). Если при этом расчетная поперечная сила $Q > Q_{bs}$, т.е. условие (5.35) не выполняется, на данном участке следует увеличить поперечное сечение хомутов или уменьшить их шаг.

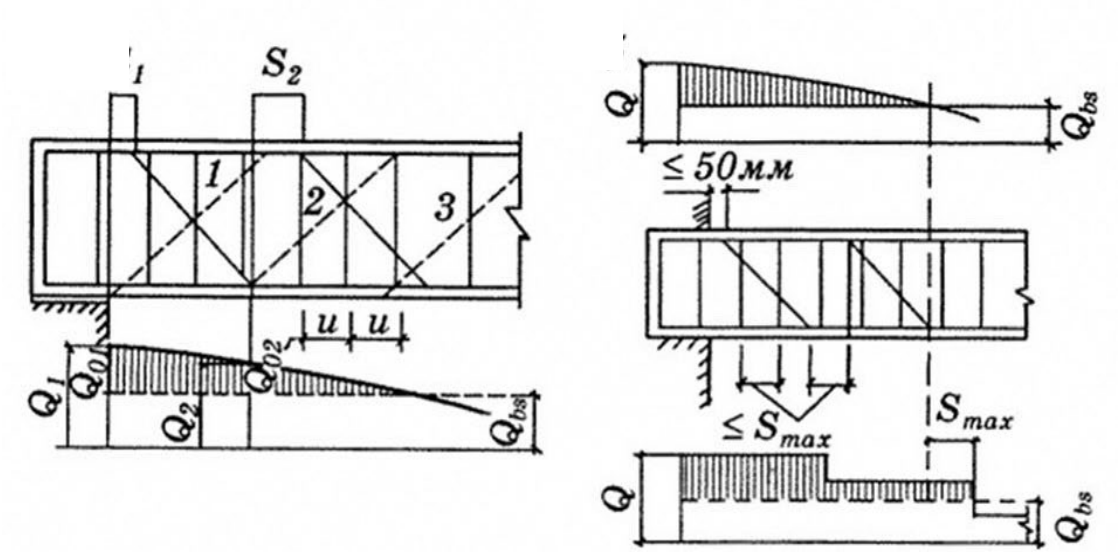
При армировании балки вязаными каркасами из отдельных стержней избыток поперечной силы сверх величины Q_{bs} целесообразно передавать на отогнутую арматуру. Необходимое сечение отгибов, располагаемых в одной наклонной плоскости:

$$A_{s,inc} = \frac{Q - Q_{bs}}{R_{sw}\sin\theta}. \qquad (5.42)$$

Расчет должен производиться для наиболее опасных наклонных сечений, к которым относятся сечения, проходящие: 1) по грани опоры; 2) через расположенные в растянутой зоне начала отгибов; 3) через точки изменения расстояний между поперечными стержнями (рис. 5.8, *а*).

Величина поперечной силы Q при расчете отгибов по формуле (5.42) принимается равной: для первой плоскости отгибов – значению поперечной силы у грани опоры (на рис. 5.8, *а* – Q_1); для каждой последующей плоскости отгибов – значению поперечной силы у нижней точки предыдущей плоскости отгибов (на рис. 5.8, *а* – Q_2).

Поперечные силы, передающиеся на отгибы (Q_{01}, Q_{02} и т.п.), могут быть получены уменьшением поперечных сил на величину Q_{bs} (рис. 5.8, *б*).



а) *б*)

Рис. 5.8. Расположение расчётных сечений и отогнутой арматуры

В случае, когда соблюдается условие

$$Q \leq Q_{b,min} = 0{,}5R_{bt}bh_0, \qquad (5.43)$$

поперечное армирование назначается по конструктивным соображениям.

В сплошных плитах, а также в часторебристых плитах высотой менее 300 мм и в балках (ребрах) высотой менее 150 мм на участках элемента, где выполняется условие (5.43), поперечную арматуру можно не устанавливать.

В балках и ребрах высотой 150 мм и более, а также в часторебристых плитах высотой 300 мм и более, на участках элемента, где поперечная сила по расчету воспринимается только бетоном (5.43), следует предусматривать установку поперечной арматуры с шагом не более $0{,}75h_0$ и не более 500 мм.

Если поперечное армирование необходимо по расчету, то расстояние между поперечными стержнями (хомутами) S должно быть не более S_{max}, не более $0{,}5h_0$ и не более 300 мм. Расстояние между

опорой и концом отгиба (S_1 на рис. 5.8) и между концом предыдущего и началом последующего отгиба (S_2) не должно превышать

$$S_{max} = \frac{R_{bt} b h_0^2}{Q}. \qquad (5.44)$$

Это требование вытекает из следующих соображений: если предположить, что наклонная трещина не пересечет ни поперечных стержней, ни отгибов, расположенных на расстоянии *S,* то поперечная сила полностью должна быть воспринята бетоном сжатой зоны, и в этом случае $Q = Q_b$, определяемому по формуле (5.34).

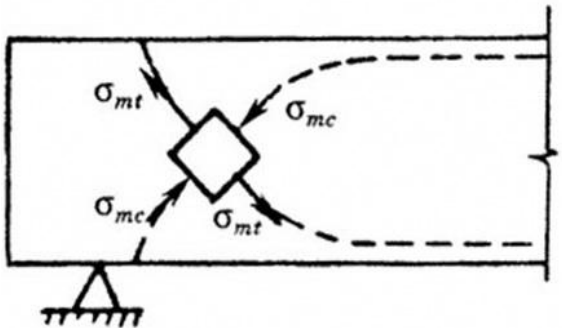
Учитывая возможную неточность установки хомутов и отгибов, в запас прочности коэффициенты φ_b и φ_n в данном случае не учитывают. Подставив в формулу (5.34) $c = S_{max}$, получим формулу (5.44).

Отогнутая арматура должна быть расположена так, чтобы расстояние от грани свободной опоры до верхнего конца первого от опоры отгиба не превышало 50 *мм* и S_{max}. Нижний конец последнего отгиба при равномерно распределенной нагрузке должен располагаться к опоре не ближе, чем точка пересечения эпюры Q с эпюрой Q_{bs}, а при сосредоточенных нагрузках – на расстоянии от этой точки в сторону опоры не более S_{max} (рис. 5.8, *б*), определяемом по формуле (5.44). Отгибаемые стержни рекомендуется располагать на расстоянии не менее *2d* от боковых граней элемента.

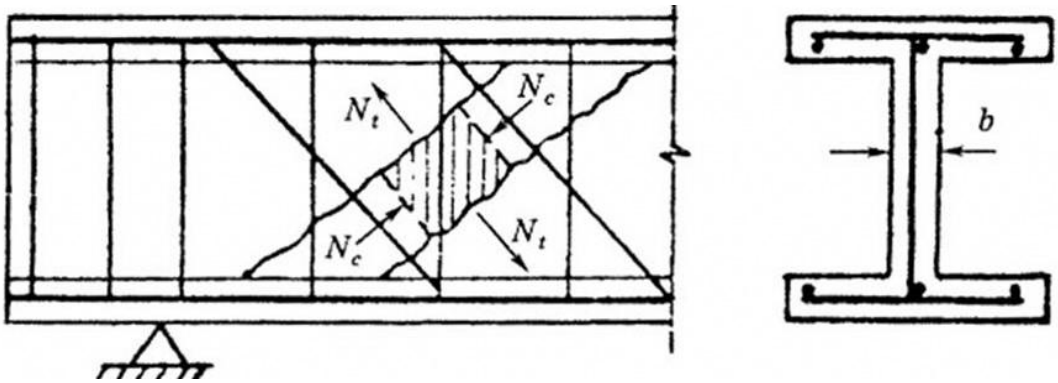
При изгибе железобетонной балки траектории главных напряжений условно (до образования трещин) можно принять по схеме (рис. 5.9, *а*).

На элемент, выделенный около нейтральной оси в двух взаимно перпендикулярных направлениях под углом 45°, действуют главные растягивающие и главные сжимающие напряжения. При проектировании железобетонных балок, поскольку бетон на растяжение работает значительно хуже, чем на сжатие, основное внимание уделяется расчету наклонных сечений, направленных вдоль трещин, образующихся от действия главных растягивающих напряжений. При этом, однако, нельзя забывать и о возможности разрушения элемента от главных сжимающих напряжений. Равнодействующая таких усилий

N_c (рис. 5.9, *б*) может вызвать разрушение бетона на участке между двумя соседними наклонными трещинами. Реальная опасность такого разрушения имеет место, например, в элементах с тонкими стенками (двутавровые, коробчатые) и при сильном поперечном армировании (которое обеспечивает прочность наклонного сечения от действия растягивающих усилий, но не увеличивает прочности на сжатие в перпендикулярном направлении).



а)



б)

Рис. 5.9. Схема усилий, действующих на бетон между наклонными трещинами

Расчет железобетонных элементов по бетонной полосе между наклонными сечениями производится из условия

$$Q \leq 0{,}3\varphi_n R_b b h_0 \,. \qquad (5.45)$$

5.2.2. Расчет наклонных сечений на действие изгибающего момента

Прочность наклонных сечений по моменту проверяют по формуле (5.32). Начало наиболее опасного наклонного сечения в свободно опертых балках принимается в ближайшем к опоре сечении, где

возможно образование нормальных трещин. В этом сечении внешний момент M равен моменту трещинообразования M_{crc}.

Положение нейтральной оси при расчете наклонного сечения определяется по уравнению проекций всех сил на продольную ось элемента, т.е. так же, как для сечения, нормального к оси элемента и расположенного так, что центр тяжести его сжатой зоны лежит на наклонном сечении.

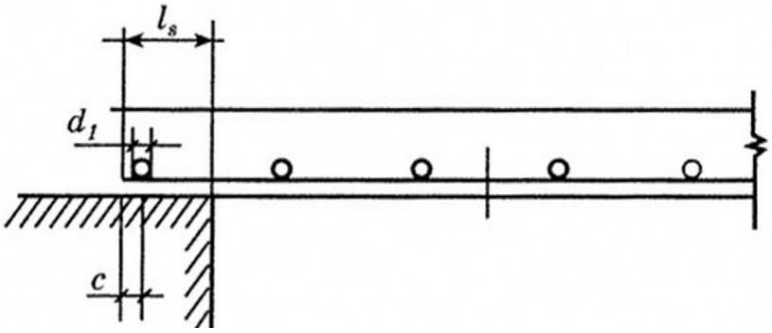
Расчет наклонных сечений на действие момента производится в местах обрыва или отгиба продольной арматуры, а также у грани крайней свободной опоры балок при отсутствии у продольной арматуры анкеров. Значение момента M принимается у конца наклонной трещины. При выполнении ряда конструктивных требований несущая способность наклонных сечений по моменту оказывается не ниже, чем нормальных; в этих случаях расчет наклонных сечений по моменту не производится.

Конструктивные требования, обеспечивающие прочность элемента на изгиб по наклонным сечениям, состоят в следующем. Расстояния между хомутами и отгибами, диаметры хомутов, а также расположение отгибов должны отвечать требованиям, указанным выше.

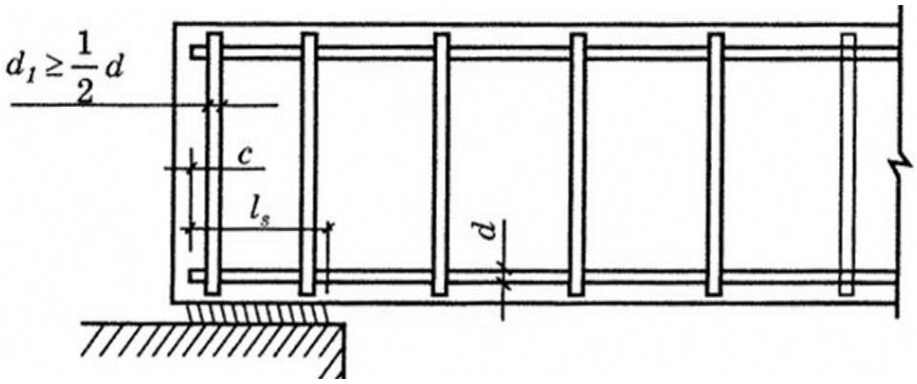
Большое значение имеет надежная анкеровка продольной растянутой арматуры, так как только при этом она может быть полностью использована (рис. 5.10). При свободном опирании изгибаемого элемента в целях обеспечения анкеровки стержней, доводимых до опоры, длина l_s запуска стержней за грань свободной опоры должна составлять не менее $5d$, если соблюдается условие (5.43), в противном случае, т.е. поперечное армирование требуется по расчету, вычисляется по формуле (2.15). В любом случае длина l_s должна быть не менее 15 диаметров стержня, не менее 200 мм и не менее $0{,}3l_{0,an}$ (см. формулу (2.16)).

Допускается уменьшать длину анкеровки стержней в зависимости от количества и диаметра поперечной арматуры, вида анкерую-

щих устройств (приварка дополнительных поперечных стержней, загиб концов стержней периодического профиля) и величины поперечного обжатия бетона в зоне анкеровки (например, от опорной реакции), но не более чем на 30%.



а)



б)

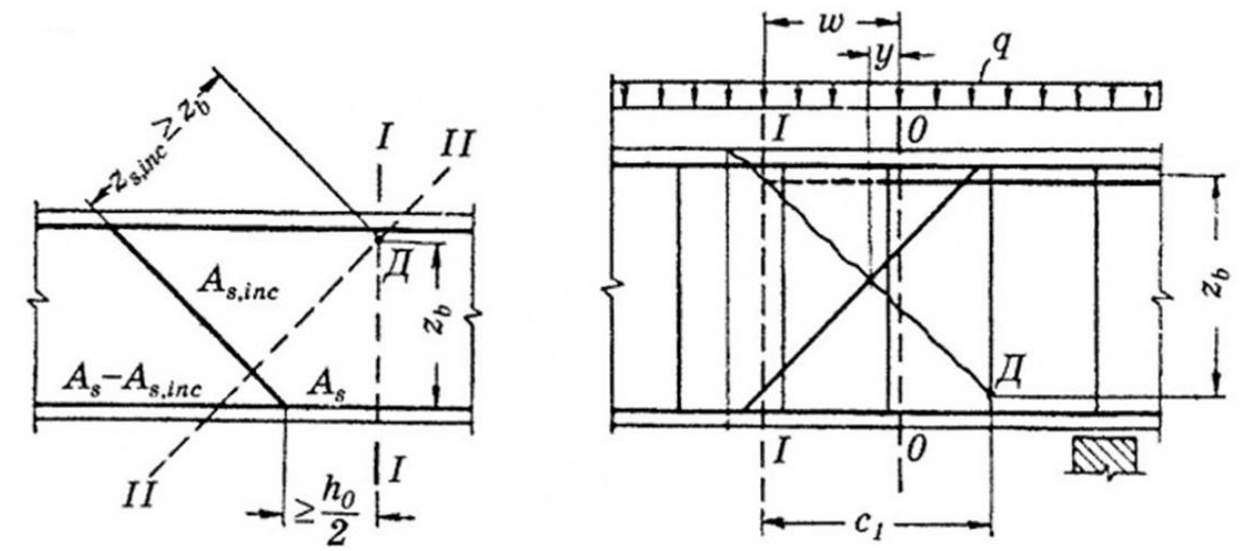
Рис. 5.10. Анкеровка продольной растянутой арматуры при свободном опирании изгибаемых элементов: *а* – плита; *б* – балка

Если нет специальных анкерных устройств и наклонное сечение пересекает растянутую арматуру в пределах зоны анкеровки, напряжения в арматуре понижают, принимая равными

$$\sigma_{sx} = R_s \frac{l_x}{l_{an}}.$$

При конструировании изгибаемых элементов часть продольной растянутой арматуры, найденной по наибольшему значению момента, в целях экономии стали можно не доводить до опоры, а обрывать в пролете. Кроме того, некоторые продольные стержни в вязаных каркасах нередко отгибают. Места отгибов растянутой арматуры или ее обрывов устанавливают с учетом усилий, действующих в сечениях элементов. При отгибании необходимо обеспечивать условие, при

котором прочность наклонного сечения II-II (рис. 5.11, *а*), проходящего через центр сжатой зоны нормального сечения I-I, была бы не ниже прочности последнего.



а) *б*)

Рис. 5.11. К расчету отгибов и обрывов арматуры:
а – расчетное сечение при конструировании отгибов;
б – сечение при конструировании обрывов арматуры

Обозначив через A_s площадь сечения всей растянутой арматуры в сечении I-I и через $A_{s,inc}$ площадь сечения отгибаемого стержня, используемого в сечении I-I полностью, составим условие прочности по моменту в наклонном сечении II-II (без учета поперечных стержней):

$$M \leq R_s(A_s - A_{s,inc})z_b + R_s A_{s,inc} z_{inc} =$$
$$= R_s A_s z_b - R_s A_{s,inc}(z_b - z_{inc}). \qquad (5.46)$$

Первый член правой части неравенства (5.46) представляет собой прочность нормального сечения I-I. Очевидно, прочность наклонного сечения будет не ниже прочности нормального при условии $z_{inc} \geq z_b$. Чтобы соблюдалось это условие, начало отгиба следует располагать на расстоянии не менее $h_o/2$ от нормального сечения, в котором прочность отгибаемого стержня используется полностью.

При обрыве растянутого стержня (рис. 5.11, *б*) в целях обеспечения прочности наклонного сечения по моменту его следует продолжить на величину *w* от места теоретического обрыва стержня, т.е.

от сечения *0-0*, в котором он по расчету нормального сечения уже не требуется.

Момент внутренних сил, действующих в сечении, проходящем по наклонной трещине около конца обрываемого стержня, продолженного на расстояние *w* относительно точки *Д* приложения равнодействующей сжимающих сил,

$$M_{\text{д}} = R_s A_s z_b + \frac{q_{sw} c_1^2}{2} + R_s A_{s,inc} \sin\theta\,(c_1 - w + y). \qquad (5.47)$$

Момент внешних сил для того же наклонного сечения относительно точки Д можно выразить через усилия M_1 и Q_1, действующие в нормальном сечении I-I:

$$M_{\text{д}} = M_1 + Q_1 c_1. \qquad (5.48)$$

Приравняв правые части (5.47) и (5.48), после преобразований и упрощений получим формулу для определения длины запуска стержня за место его теоретического обрыва, обеспечивающую равноправность вертикального и наклонного сечений, проведенных через точку обрыва стержней:

$$w = \frac{Q - Q_{inc}}{2Q_{sw}}.$$

Чтобы обрываемый стержень включился в работу, начиная с сечения I-I, величину *w* необходимо увеличить на длину анкеровки, которая принимается равной 5*d* (где *d* – диаметр обрываемого стержня). При обрыве растянутых стержней в пролете их надо заводить за сечение теоретического обрыва на длину не менее

$$w = \frac{Q - Q_{inc}}{2Q_{sw}} + 5d, \qquad (5.59)$$

где Q – расчетная поперечная сила в сечении 0-0 теоретического обрыва стержня; $Q_{inc} = A_{s,inc} R_s \sin Q$ – поперечная сила, воспринимаемая отгибами в том же сечении.

Длина запуска продольных растянутых стержней за сечение, в котором они перестают требоваться по расчету, должна быть также не менее 20*d* и не менее 250 *мм*.

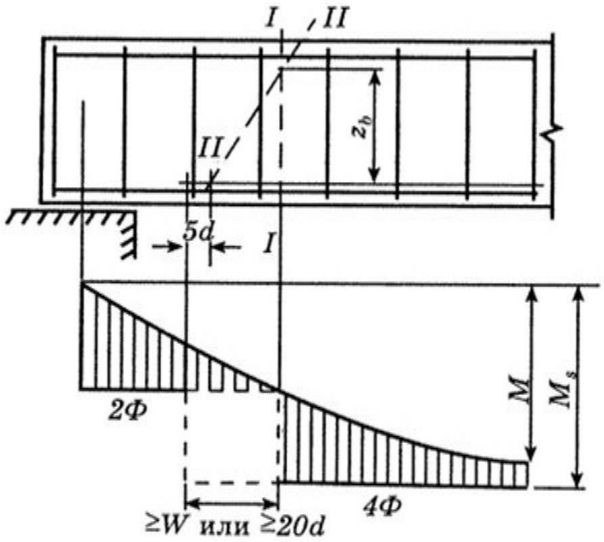
Для определения мест обрыва или отгибов стержней наряду с эпюрой изгибающих моментов в таком же масштабе строят так называемую эпюру моментов арматуры, представляющую собой эпюру

моментов, воспринимаемых сечениями элемента с фактически имеющейся растянутой арматурой. При построении этой эпюры моменты внутренних сил (несущие способности сечений) могут быть вычислены по формуле

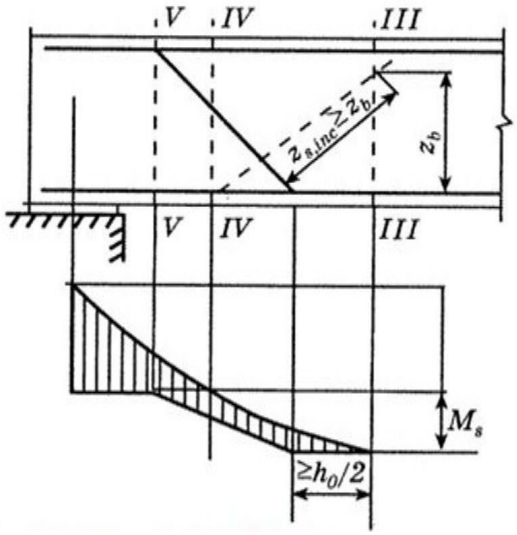
$$M = R_s A_s z_b,$$

где z_b – плечо внутренней пары, определяемое из расчета.

Эпюры моментов арматуры при отсутствии отгибов имеют ступенчатую форму; высота каждого ее уступа соответствует величине момента, который воспринимался сечением с обрываемым стержнем. Эпюра моментов арматуры на всех участках должна огибать эпюру изгибающих моментов (рис. 5.12, *а*).



а)



б)

Рис. 5.12. Места обрывов (*а*) и отгибов (*б*) продольной растянутой арматуры

При отгибании растянутых стержней начало отгиба должно быть расположено на расстоянии не менее чем $h_o/2$ от сечения, в котором отгибаемый стержень полностью используется по моменту (сечение III-III на рис. 5.12, *б*). Конец отгиба следует располагать не ближе того сечения, в котором отогнутый стержень не требуется по эпюре моментов (сечение IV-IV на рис. 5.12, *б*). При соблюдении этих условий отгибаемый стержень в наклонном сечении работает с плечом величиной z_{inc}, которое не меньше плеча z_b в вертикальном сечении.

В примере, показанном на рис. 5.12, *а*, по наибольшему моменту подобрана арматура из четырех стержней одинакового диаметра, их фактическая площадь несколько больше, чем требуется, поэтому $M_s > M$. При намерении оборвать два стержня определяют место их теоретического обрыва, которое находится на пересечении эпюры М с горизонтальной линией, отсекающей ординату, равную моменту, воспринимаемому двумя стержнями. Отложив от этого места большее из двух значений $20d$ или w, находят место фактического обрыва стержней, что обеспечит равнопрочность нормального и наклонного сечений I-I и II-II.

При отгибании растянутых стержней условие равнопрочности по моменту нормального сечения III -III (рис. 5.12, *б*), в котором отгибаемый стержень используется полностью, и наклонного сечения III-IV обеспечивается, поскольку начало отгиба расположено на расстоянии не менее чем $h_o/2$ от сечения III-III, а конец отгиба – не ближе сечения, в котором стержень не требуется (сечение IV-IV). На рис. 5.12, *б* конец отгиба расположен в сечении V-V по конструктивным соображениям, однако его можно располагать левее сечения IV-IV в любом месте.

6. СЖАТЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

6.1. Конструктивные особенности сжатых элементов

К сжатым элементам относятся колонны промышленных и гражданских зданий, стойки эстакад, элементы рамных конструкций, ферм, арок и др.

Такие элементы армируют продольной рабочей арматурой, связанной в поперечном направлении поперечными стержнями или хомутами (рис. 6.1). Несущая способность таких элементов обеспечивается совместной работой на сжатие бетона и продольной арматуры, принимающей на себя часть нагрузки. Назначение поперечной арматуры (хомутов) состоит в предотвращении преждевременного выпучивания гибкой продольной арматуры.

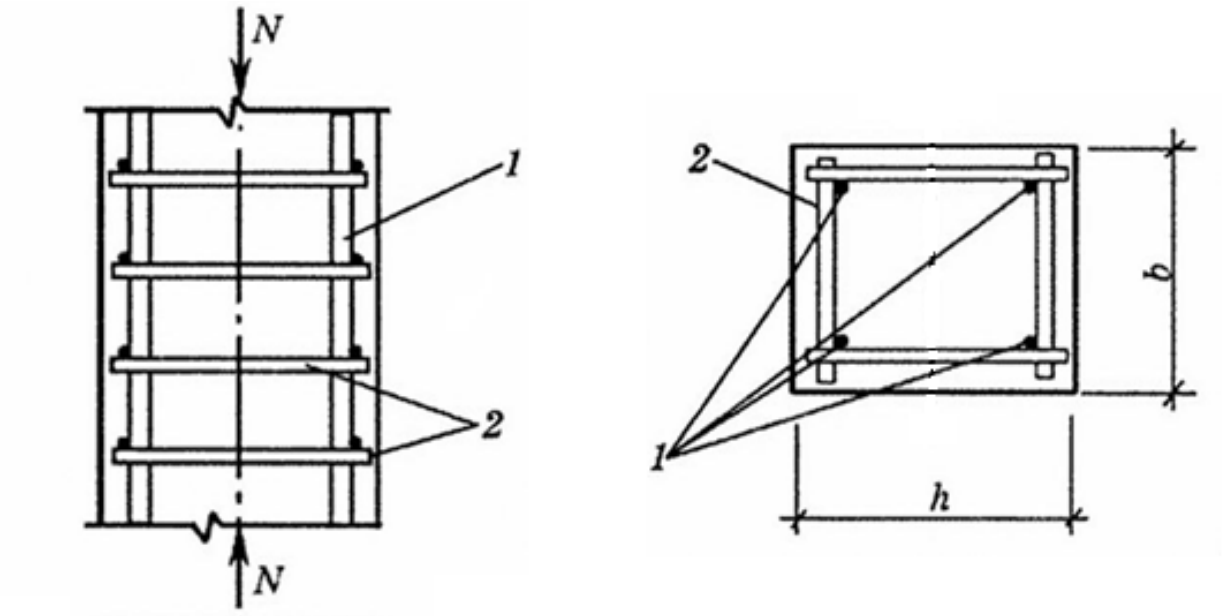


Рис.6.1. Армирование сжатых железобетонных элементов:
1 – продольная арматура; 2 – хомуты

При сжатии железобетонного элемента по мере деформирования бетона напряжения в продольной арматуре возрастают. Однако ввиду сравнительно малой предельной сжимаемости бетона напряжения в продольной арматуре могут достигнуть лишь некоторого предела. Поэтому при применении арматуры из сталей повышенной прочности последняя не может быть полностью использована. Пре-

дельное расчетное сопротивление арматуры, работающей на сжатие, составляет R_{sc} (см. п. 3.6).

При незначительных эксцентриситетах продольного усилия поперечные сечения элементов назначают преимущественно квадратными.

Размеры поперечных сечений при действии больших моментов увеличивают в плоскости действия момента. В этих случаях целесообразны сечения прямоугольное, двутавровые и т.п.

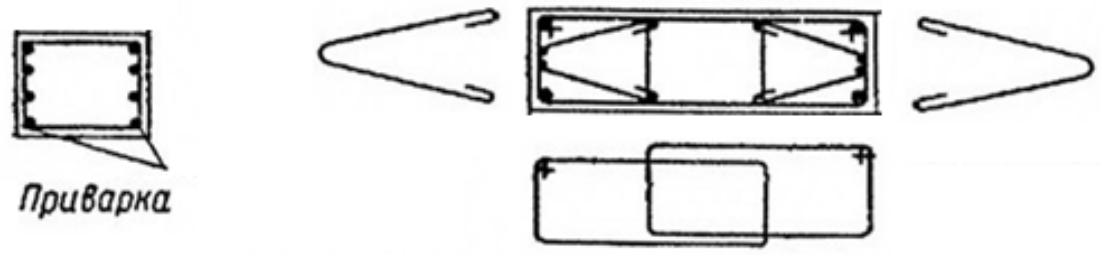
Размеры сторон прямоугольных сечений колонн при величине их до 50 см принимают кратными 5 см, при больших величинах – кратными 10 *см*.

Учитывая высокую сопротивляемость бетона сжимающим усилиям, в сжатых элементах экономически выгодно применять бетоны высоких классов.

В качестве продольной арматуры целесообразно использование горячекатаной арматуры класса А400 и А500, а для поперечного армирования – арматуры класса А240 либо В500.

Продольную арматуру следует назначать по возможности больших диаметров (12–40 *мм*), так как в этом случае стержни менее гибки. В особо мощных колоннах могут применяться стержни больших диаметров, однако класс бетона при этом должен быть не ниже В20.

В поперечном сечении стержни продольной арматуры располагают у поверхностей элемента с соблюдением необходимого защитного слоя бетона и преимущественно на равных расстояниях друг от друга. Арматурные стержни объединяют в арматурные каркасы. Каркасы могут быть сварными или вязаными (рис.6.2).



а) *б*)

Рис.6.2. Армирование сжатых элементов каркасами:
а – сварными; *б* – вязаными

Пространственные сварные каркасы образуются соединением стержней на сварке, а в вязаных каркасах отдельные стержни продольной арматуры объединяют в пространственные каркасы хомутами и вязальной проволокой (рис. 6.2, б). Расстояние между продольными стержнями должно приниматься не менее 30 *мм* и не менее наибольшего диаметра стержней. Если стержни при бетонировании элемента занимают вертикальное положение, то расстояние между ними для облегчения укладки бетона увеличивают не менее чем до 50 *мм.* Для обеспечения эффективного вовлечения в работу бетона и равномерного распределения напряжений и деформаций, а также с целью ограничения ширины раскрытия трещин наибольшие расстояния между осями стержней продольной арматуры должны быть не более 400 мм в направлении, перпендикулярном к плоскости изгиба, и 500 мм в направлении плоскости изгиба. В железобетонных стенах расстояния между стержнями вертикальной арматуры принимают не более двух толщин стены и не более 400 мм.

Поперечные стержни (хомуты) должны быть сконструированы так, чтобы обеспечивать закрепление сжатых продольных стержней от бокового выпучивания во всех направлениях. В сварных каркасах все поперечные стержни приваривают ко всем угловым стержням.

Хомуты вязаных каркасов должны быть размещены так, чтобы продольные стержни, по крайней мере через один, располагались в местах перегиба хомутов, а сами перегибы – на расстояниях не более 400 *мм* по ширине сечения элемента. При ширине грани не более 400 *мм* и числе продольных стержней у каждой грани не более четырех допускается все продольные стержни охватывать одним хомутом. Во всех других случаях устанавливаются дополнительные хомуты или стержни с крюками – шпильки (рис. 6.2, б).

Поперечные стержни или хомуты должны располагаться на расстояниях не более 15d (d – наименьший диаметр продольных сжатых стержней) и не более 500 мм. Если содержание сжатой продольной арматуры, устанавливаемой у одной из граней элемента, более 1,5%, поперечную арматуру следует устанавливать с шагом не более 10d и

не более 300 мм. В пределах стыка сжатой арматуры внахлестку без сварки расстояние между хомутами должно быть не более 10*d*.

Диаметр поперечных стержней в вязаных каркасах принимают не менее 6 *мм* и не менее 0,25 наибольшего диаметра продольной арматуры. В сварных каркасах диаметр поперечной арматуры принимают не менее диаметра, устанавливаемого из условия сварки с наибольшим диаметром продольной арматуры.

В сечении продольную арматуру размещают в соответствии с характером статической работы элемента. При действии момента в одной плоскости рабочую продольную арматуру располагают по коротким сторонам сечения. По длинным сторонам сечений, параллельным плоскости действия момента, при их размере более 500 *мм* следует устанавливать конструктивную арматуру диаметром не менее 12 *мм* так, чтобы расстояние между продольными стержнями не превышало 500 *мм* (см. рис. 6.2, б).

Чтобы предотвратить продольный изгиб стержней, когда их более четырех или при наличии продольной арматуры, вдоль длинных сторон, кроме обычных, ставят дополнительные хомуты, форма и размеры которых зависят от размеров сечений и количества продольной арматуры (см. рис. 6.2, б).

Минимальные размеры поперечных сечений сжатых элементов должны быть такими, чтобы их гибкость l_o/i в любом направлении не превышала 120 – для колонн, являющихся элементами зданий, и 200 – для прочих.

В сжатых железобетонных элементах площадь сечения продольной растянутой арматуры, а также сжатой, если она требуется по расчету, выраженную в процентах от площади сечения бетона, $\mu_s = \frac{A_s}{bh_0} \cdot 100\%$ следует принимать не менее 0,1% при $l_o/i \leq 17$ (для прямоугольных сечений $l_o/h \leq 5$) и 0,25% при $l_o/i \geq 87$ (для прямоугольных сечений $l_o/h \geq 25$). При промежуточных значениях гибкости μ_s определяют по интерполяции.

В сжатых элементах суммарный процент продольного армирования обычно не превышает 3–5 %, а оптимальным считается 0,8–1,5%.

6.2. Общие расчётные положения

При расчете сжатых железобетонных элементов должен учитываться случайный эксцентриситет e_a от неучтенных в расчете факторов, который в статически определимых конструкциях должен суммироваться с эксцентриситетом продольного усилия, определенным из статического расчета. Значения случайного эксцентриситета принимаются не менее: 1/600 длины элемента или расстояния между его сечениями, закрепленными от смещения; 1/30 высоты сечения и не менее 10 мм.

Характер разрушения сжатых железобетонных элементов зависит от величины эксцентриситета продольной силы и степени армирования сжатой и растянутой зон элемента.

При загружении элемента продольной силой с большим эксцентриситетом или при наличии в растянутой зоне элемента не очень сильной арматуры разрушение начинается со стороны растянутой грани элемента. Вначале появляются трещины в бетоне, которые по мере увеличения напряжений в арматуре раскрываются все шире; нейтральная ось перемещается ближе к сжатой грани. Когда растянутая арматура достигает предела текучести, начинается разрушение элемента, которое сопровождается достижением предельных сопротивлений также в сжатом бетоне и сжатой арматуре. Этот вид разрушения внецентренно сжатых элементов (случай первый) наблюдается при относительной высоте сжатой зоны $\xi \leq \xi_R$, где ξ_R определяется по формуле (5.4).

При загружении элемента продольной силой с малым эксцентриситетом или при сильной растянутой арматуре сечение элемента может оказаться полностью сжатым или иметь незначительную растянутую зону. Соответственно, арматура S’ сжата, а арматура *S*, расположенная у грани, более удаленной от продольной силы, может быть и сжатой, и растянутой. Разрушение элемента в этом случае начинается со стороны сжатой зоны бетона (случай второй) при соблюдении условия $\xi > \xi_R$.

6.3. Расчёт прочности элементов по первому случаю

Расчет по первому случаю сжатия (случай больших эксцентриситетов) производится из условия, что в предельном состоянии после достижения расчетного сопротивления в растянутой арматуре расчетные сопротивления достигаются также в сжатом бетоне и сжатой арматуре. Схема действующих усилий в предельном состоянии показана на рис. 6.3, *а*. Расчетные формулы получают из двух условий равновесия – равенства нулю проекций на ось элемента всех сил, приложенных к рассматриваемой части элемента, и суммы моментов тех же сил относительно оси, проходящей через точку приложения равнодействующей усилий в растянутой арматуре.

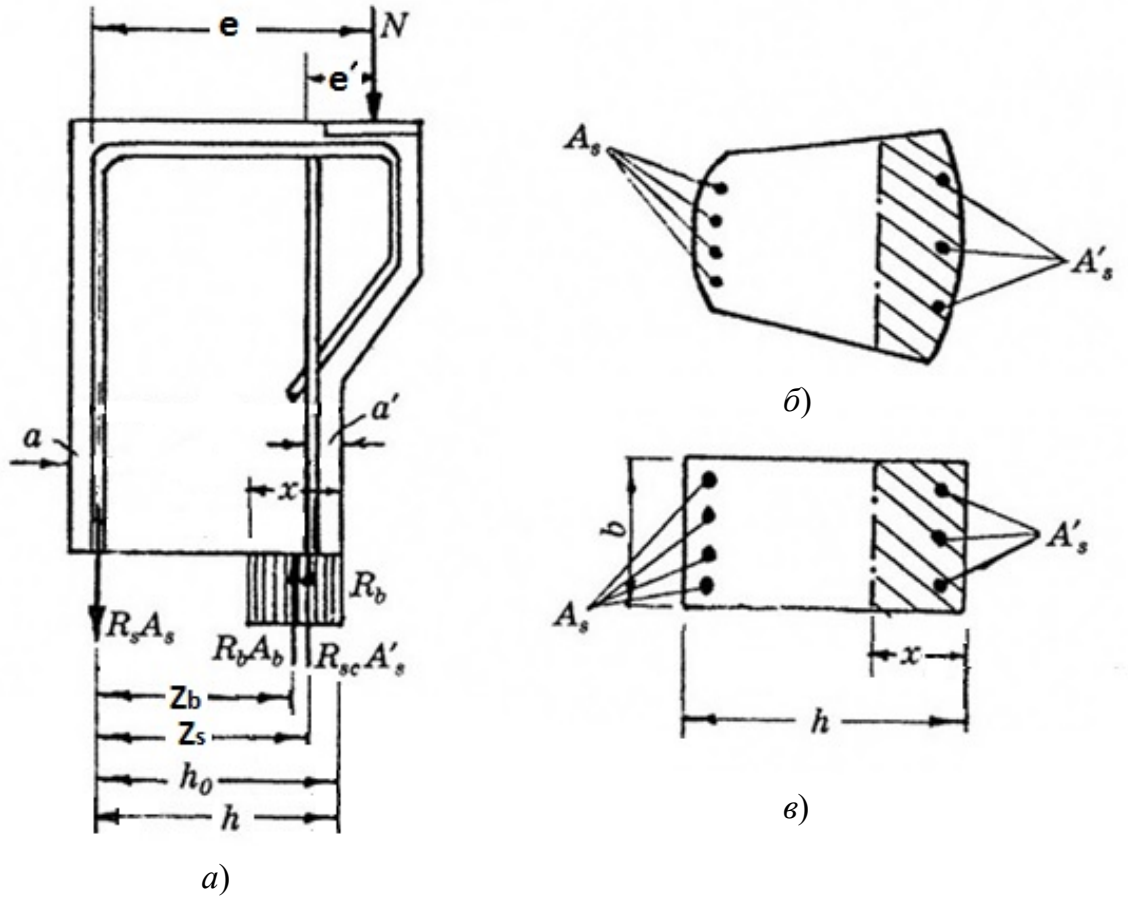


Рис.6.3. Схема действия усилий в поперечном сечении внецентренно сжатого элемента (первый случай)

Для элементов, загруженных продольной силой с эксцентриситетом, расположенным в плоскости оси симметрии поперечного се-

чения любой симметричной формы (рис. 6.3, *б*), расчетные формулы имеют вид

$$N \leq R_b A_b + R_{s.c} A'_s - R_s A_s; \quad (6.1)$$

$$Ne < R_b S_b + R_{S,C} S_S, \quad (6.2)$$

где $S_b = A_b z_b$ и $S_S = A'_s z_S$.

Положение нейтральной оси (при проверке прочности элемента) удобно определять из уравнения моментов относительно оси, проходящей через точку приложения продольной силы:

$$R_b S_{bN} \pm R_{s.c} A'_s e' - R_s A_s e = 0, \quad (6.3)$$

где $S_{bN} = A_b(e\text{-}z_b)$ – статистический момент площади сечения сжатой зоны бетона относительно оси, проходящей через точку приложения силы N.

Перед вторым слагаемым формулы (6.3) знак плюс принимается, когда сила N расположена за пределами расстояния между равнодействующими усилий в арматуре S и S', и знак минус – в остальных случаях.

Аналогичные формулы, полученные для сечения прямоугольной формы (рис. 6.3, *в*), имеют вид

$$N \leq R_b bx + R_{s.c} A'_s - R_s A_s; \quad (6.4)$$

$$N \cdot e \leq R_b bx \left(h_0 - \frac{x}{2}\right) + R_{s.c} A'_s (h_0 - a'). \quad (6.5)$$

Первый член правой части уравнения (6.5) имеет такой же вид, как в изгибаемых элементах, поэтому в соответствии с выражениями (5.6), (5.10) и (5.21) это уравнение можно представить в виде

$$N \cdot e \leq \alpha_m b h_0^2 R_b + R_{s.c} A'_s (h_0 - a'). \quad (6.6)$$

Положение нейтральной оси определим, используя (6.3):

$$R_b bx \left(e - h_0 + \frac{x}{2}\right) \pm R_{s.c} A'_s e' - R_s A_s e = 0, \quad (6.7)$$

откуда

$$x = (h_0 - e) + \sqrt{(h_0 - e)^2 + \frac{2(R_S A_S e \pm R_{s.c} A'_s e')}{b R_b}}. \quad (6.8)$$

Подставив полученное значение высоты сжатой зоны в (6.4), определяют несущую способность элемента.

6.4. Расчет прочности элементов по второму случаю

При малых эксцентриситетах продольной силы напряжения в арматуре *S,* расположенной у грани, более удаленной от силы *N,* не всегда достигают расчетных сопротивлений. Эта арматура может оказаться слабо сжатой (рис. 6.4, *а*) или слабо растянутой (рис. 6.4, *б*).

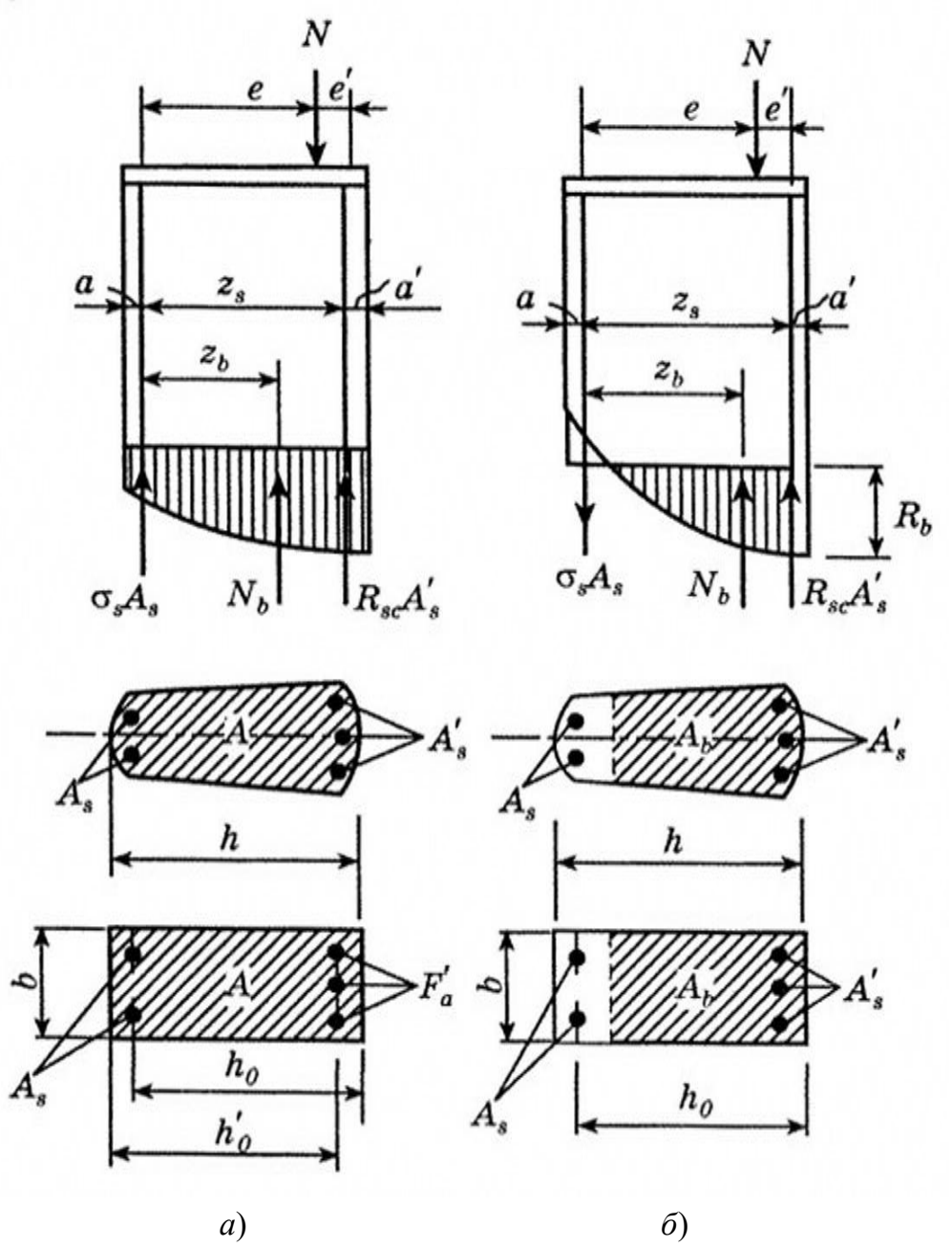


Рис. 6.4. Схемы действия усилий в поперечном сечении сжатого элемента (второй случай): *а* – при слабо сжатой арматуре S; *б* – при слабо растянутой арматуре S

Элементы рассчитывают по формулам (6.1)–(6.8), в которые вместо сопротивления R_s подставляют напряжение σ_s, определяемое по (5.15).

В случае очень малых эксцентриситетов продольного усилия, когда все сечение сжато и $A_s < A'_s$ в результате смещения центра тяжести сечения в сторону арматуры S', а также вследствие перераспределения усилий, вызванного ползучестью бетона, разрушение элемента может начаться со стороны более слабой арматуры S. Во избежание этого необходимо проверить прочность зоны, более удаленной от продольной силы N.

С этой целью составляют уравнение моментов, аналогичное (6.2), но относительно оси, проходящей через центр тяжести арматуры S'.

Если надо определить несущую способность элемента при заданных его размерах и площадях сечения арматуры S и S', то сначала следует определить положение нейтральной оси (величину x). Для этого используют уравнение (6.3), в котором через x выражено S_{bN}. Вместо R_s подставляют напряжение σ_s, которое также выражено через x. В результате получается кубическое уравнение, из которого определяется x (формула аналогична (6.8)). Затем, подставляя в формулу (6.1) найденные значения x и напряжения σ_s (вместо R_s), вычисляют искомое усилие N.

Легко заметить, что в отличие от изгибаемых элементов несущая способность внецентренно сжатых элементов зависит не только от размеров сечения и армирования, но и от эксцентриситета приложения внешней сжимающей силы N.

6.5. Учет влияния прогиба элемента

Под влиянием внецентренно приложенной силы гибкие элементы изгибаются, что приводит к увеличению начального эксцентриситета e_o продольной силы N (рис. 6.5). Поэтому сжатые железобетонные элементы рассчитывают по деформированной схеме с учетом неупругих деформаций бетона и наличия трещин в растянутой зоне.

Когда конструкция рассчитана по недеформированной схеме, влияние прогиба на величину эксцентриситета продольного усилия относительно центра сжатия сечения e_o учитывается умножением этой величины на коэффициент η, равный

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

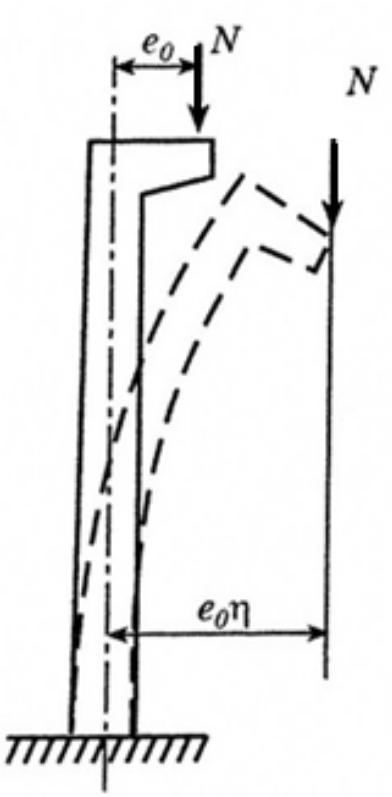


Рис. 6.5. Увеличение эксцентриситета
продольной силы в гибких элементах

Таким образом, расстояние от продольной силы N до оси элемента, используемое при расчёте по формулам (6.2) – (6.8), равно

$$e_0 = \eta(\frac{M}{N} + e_a). \qquad (6.9)$$

При расчете статически неопределимых конструкций в формуле (6.9) принимают e_a= 0 (см. п. 6.2).

Значение критической силы N_{cr} для железобетонного элемента определяется по формуле

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 D}{l_0^2},$$

где $$D = k_b E_b I + 0.7 E_s I_s \ . \qquad (6.10)$$

Расчётную длину элементов l_0 постоянного поперечного сечения по длине при действии продольной силы принимают равной:

а) для элементов с шарнирным опиранием на двух концах – 1,0;

б) для элементов с жесткой заделкой (исключающей поворот опорного

сечения) на одном конце и незакрепленным другим концом (консоль) – 2,0;

в) для элементов с шарнирным несмещаемым опиранием на одном конце, а на другом конце:

– с жесткой (без поворота) заделкой – 0,7;

– с податливой (допускающей ограниченный поворот) заделкой – 0,9;

г) для элементов с податливым шарнирным опиранием (допускающим ограниченное смещение опоры) на одном конце, а на другом конце:

– с жесткой (без поворота) заделкой – 1,5;

– с податливой (с ограниченным поворотом) заделкой – 2,0;

д) для элементов с несмещаемыми заделками на двух концах:

– жесткими (без поворота) – 0,5;

– податливыми (с ограниченным поворотом) – 0,8;

е) для элементов с ограниченно смещаемыми заделками на двух концах:

– жесткими (без поворота) – 0,8;

– податливыми (с ограниченным поворотом) – 1,2.

В формуле (6.10): I и I_s – моменты инерции площадей сечения бетона и всей продольной арматуры соответственно относительно оси, проходящей через центр тяжести поперечного сечения элемента; E_s и E_b – модули упругости бетона и арматуры соответственно; $k_b = 0{,}35/(\varphi_l(0{,}3 + \delta_e))$.

6.6. Расчёт элементов прямоугольного профиля

В практических задачах при известных размерах элементов и других данных приходится определять арматуру A_s и A'_s. Для этого следует прежде всего установить, к какому случаю внецентренного сжатия относится рассматриваемая задача. Как указывалось выше,

при $\xi \le \xi_R$ – первый случай, а при $\xi > \xi_R$ – второй случай. Однако при проектировании элемента величина ξ неизвестна, поэтому следует ориентироваться по величине эксцентриситета. При $e_o\eta > 0{,}3h_o$, элемент целесообразно запроектировать как работающий по первому случаю, а при $e_o\eta \le 0{,}3h_o$ – по второму случаю.

Подбор арматуры в сжатых элементах затруднен тем, что в формулах используется значение N_{cr}, зависящее от площади арматуры S и S', которая не известна. Поэтому расчет ведут последовательными приближениями. Предварительно задают η=1 и вычисляют A_s и A'_s. Затем, используя полученную площадь арматуры, определяют Ncr и η. После этого определяют новые значения A_s и A'_s и сравнивают их со значениями, полученными ранее. Если разница не превышает 5 %, расчет окончен, иначе – расчет повторяется.

Наиболее рациональным представляется следующий подход: если к двум уравнениям равновесия добавить уравнение, связывающее напряжение с относительной высотой сжатой зоны (формула (5.15)), и ввести соотношение между площадями сжатой и растянутой арматур, то получим систему уравнений, решая которую получим искомые величины A_s и A'_s..

Упомянутая система уравнений имеет вид:

$$\begin{cases} R_b bx + R_{sc}A'_s - \sigma_s A_s - N = 0; \\ Ne - R_b bx(h_0 - x/2) - R_{sc}A'_s(h_0 - a') = 0; \\ \sigma_s = (2\dfrac{1 - x/h_0}{1 - \xi_R} - 1)R_s; \\ A'_S = kA_S. \end{cases}$$

В последнем уравнении системы коэффициент k определяет отношение площади сжатой арматуры к площади арматуры растянутой, значение которого рекомендуется принимать по априорным соображениям.

Примерное значение коэффициента k можно вычислить по формуле:

$$k = \frac{e}{0{,}5(h_0 - a')}.$$

При симметричном армировании ($A_s = A'_s$) коэффициент k=1.

Для первого случая расчёта ($\xi \le \xi_R$) принимаем $\sigma_s = R_s$.

Расчет по прочности прямоугольных сечений внецентренно сжатых элементов с арматурой, расположенной у противоположных в плоскости изгиба сторон сечения, при условии $e_0 \leq h/30$ и $l_0/h \leq 20$ допускается выполнять по упрощенной методике, условно принимая их центрально сжатыми, из условия

$$N \leq \varphi\left(R_b A + R_{sc} A_{s,tot}\right), \qquad (6.29)$$

где A – площадь бетонного сечения; $A_{s,tot} = A_s + A'_s$; φ – коэффициент продольного изгиба, зависящий от длительности действия нагрузки и гибкости элемента.

При кратковременном действии нагрузки по интерполяции принимаем $\varphi = 0{,}9$ при $l_0/h = 10$ и $\varphi = 0{,}85$ при $l_0/h = 20$.

При длительном действии нагрузки:

Класс бетона	φ при l_0/h равном			
	6	10	15	20
B20 – B55	0,92	0,90	0,83	0,70
B60	0,91	0,89	0,80	0,65
B80	0,90	0,88	0,79	0,64

7. РАСТЯНУТЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

К растянутым элементам относятся, например, нижние пояса ферм, затяжки арок, стенки резервуаров и труб и др.

При больших эксцентриситетах продольных усилий растянутые элементы армируют так же, как внецентренно сжатые. В этих случаях часть сечения оказывается сжатой. При малых эксцентриситетах, когда все сечение растянуто, арматура в нем располагается равномернее. В растянутых элементах особое внимание следует обращать на соединения растянутых стержней, которые выполняют преимущественно сварными. При выборе диаметра и количества арматуры предпочтение следует отдавать арматуре малых диаметров при большом количестве стержней с равномерным их распределением по сечению, так как при рассредоточенном армировании растягивающие напряжения в сечении распределяются равномернее. Следует учитывать, однако, что слишком большое число стержней может вызвать увеличение размеров сечения, а также усложнение производства работ.

В растянутых элементах из обычного железобетона из-за малой его растяжимости в бетоне появляются трещины при напряжениях в арматуре, значительно меньших расчетного сопротивления. С момента образования трещин растягивающее усилие полностью воспринимается только продольной арматурой, пересекающей трещины.

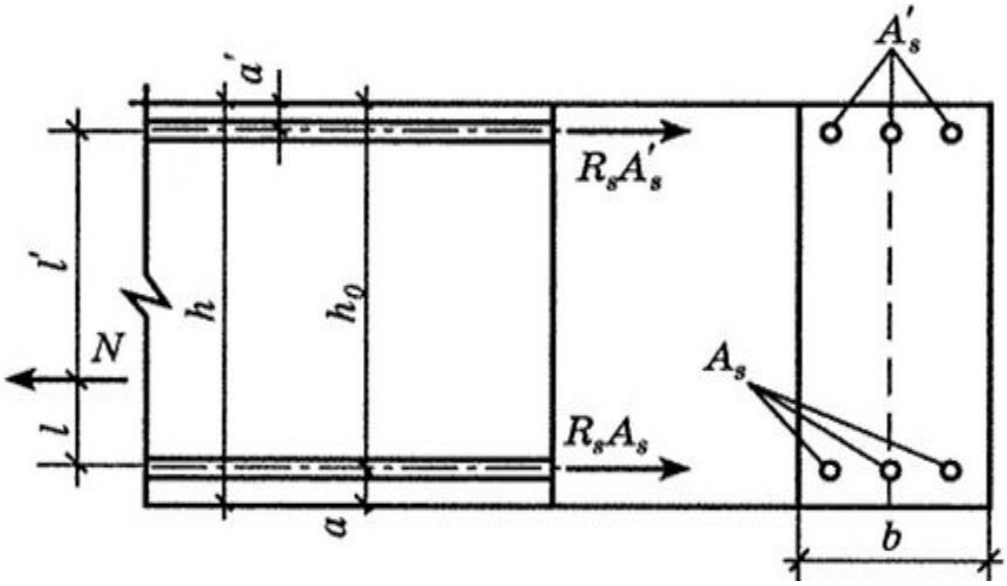
При осевом растяжении расчет производится из условия

$$N < R_s A_s. \tag{7.1}$$

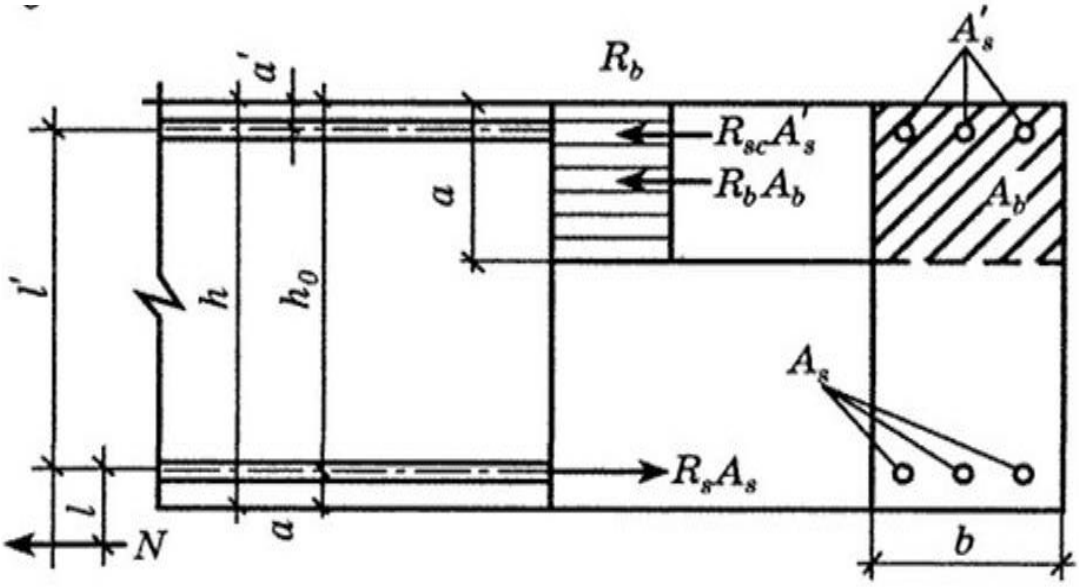
При внецентренном растяжении элементов прямоугольного сечения с арматурой, сосредоточенной у двух противоположных граней, перпендикулярных плоскости симметрии (плоскости действия сил), расчет ведут в зависимости от положения равнодействующей продольных сил N. Если сила N приложена между равнодействующими усилий в арматуре A_s и A'_s (рис. 7.1, *а*), условия равновесия имеют вид:

$$Ne \leq R_s A'_s (h_o - a'); \tag{7.2}$$

$$Ne' \leq R_s A_s (h_o - a). \tag{7.3}$$



а)



б)

Рис. 7.1. Схемы действия усилий в поперечном сечении растянутых элементов: *а* – при малых; *б* – при больших эксцентриситетах

При расположении продольной силы N за пределами расстояния между равнодействующими усилий в арматуре A_s и A'_s (рис. 7.1, *б*) часть сечения будет сжата. Высоту сжатой зоны определяют из уравнения проекций всех сил на продольную ось элемента:

$$R_sA_s - R_{s.c}A'_s - N = R_bbx. \qquad (7.4)$$

При $x \leq \xi_R h_o$ имеем первый случай расчета; проверка прочности элемента производится по формуле

$$Ne \leq R_b bx(h_o - 0{,}5x) + R_{s.c} A'_s (h_o - a'). \qquad (7.5)$$

При $x > \xi_R h_o$ в условие (7.5) подставляют $x = \xi_R h_o$.

Если продольная растягивающая сила и равнодействующая усилий в арматуре расположены на одной прямой, элемент считают растянутым центрально. В этом случае его прочность обеспечивается только его продольным армированием и условие прочности записывается следующим образом:

$$N \leq R_s A_{s,tot}\ , \qquad (7.6)$$

где $A_{s,tot}$ – площадь сечения всей продольной арматуры.

8. КОСОЙ ИЗГИБ И КОСОЕ ВНЕЦЕНТРЕННОЕ СЖАТИЕ

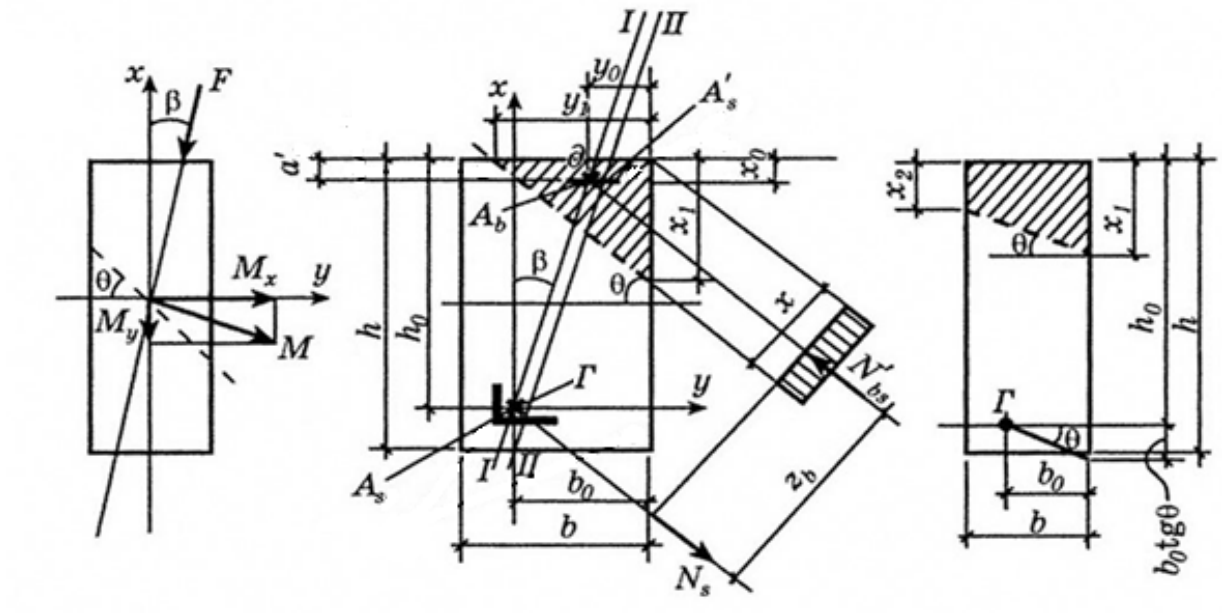
Косой изгиб имеет место, когда плоскость изгибающего момента (или плоскость действия внешней нагрузки и реакций, расположенных в той же плоскости) не совпадает ни с одной из главных плоскостей, проходящих через главные оси инерции сечения элемента. Если опорные устройства элемента таковы, что способны воспринимать крутящий момент (например, при жестком защемлении концов элемента) и плоскость внешней нагрузки не проходит через центральную продольную ось элемента, то косой изгиб будет происходить совместно с кручением. При отсутствии последнего в элементах из упругих материалов нормальные напряжения (рис. 8.1)

$$\sigma = \pm \frac{M_x}{I_y} x \pm \frac{M_y}{I_x} y, \qquad (8.1)$$

где $M_x = M \cos \beta$; $M_y = M \sin \beta$.

Уравнение нулевой линии получим из условия

$$\frac{M_x}{I_y} x - \frac{M_y}{I_x} y = 0.$$



а) *б*) *в*)

Рис. 8.1. К расчету железобетонных элементов с сосредоточенным армированием на косой изгиб:
а – положение силовой плоскости и нейтральной линии в элементах из упругих материалов; *б* – схема действующих усилий в железобетонном элементе; *в* – к определению размеров сжатой зоны сечения

Эта линия проходит через начало координат, которое в общем случае может не совпадать с центром тяжести сечения. Угол ее наклона определяется из выражения

$$tg\theta = \frac{x}{y} = \frac{M_y}{M_x}\frac{I_y}{I_x} = \frac{M\sin\beta}{M\cos\beta}\frac{I_y}{I_x} = \frac{I_y}{I_x}tg\beta, \qquad (8.2)$$

откуда следует, что при косом изгибе нулевая линия не перпендикулярна к силовой линии. При $l_y > l_x$ угол $\theta > \beta$.

В железобетонном элементе вследствие неупругой работы бетона и трещин в растянутой зоне нейтральная ось перед разрушением перемещается и располагается к наиболее сжатому волокну ближе, чем в элементе из упругого материала (рис. 8.1, *б*). Плоскость I-I внутренней пары сил в общем может не совпадать с плоскостью II-II действия внешней нагрузки, но обязательно ей параллельна. Положение плоскости I-I в основном определяется армированием растянутой зоны. Эта плоскость проходит через точку приложения равнодействующей усилий арматуры растянутой зоны N_s (в которой располагается начало координат осей x–y) параллельно силовой плоскости II-II. Точка приложения равнодействующей сжатой зоны N'_{bs} должна также лежать на следе плоскости I-I, что при заданном армировании сжатой зоны определяет площадь A_b этой зоны и высоту x. В элементах прямоугольного сечения сжатая зона может иметь форму треугольника или трапеции (при $y_I > b$).

Прочность косоизгибаемого элемента по нормальному сечению проверяют в плоскости перпендикулярной линии, ограничивающей сжатую зону.

При армировании, сосредоточенном около сжатой и растянутой граней, в первом случае расчета ($\xi \le \xi_R$) условия прочности получают из уравнения моментов относительно оси, проходящей через точку «Г» (см. рис. 8.1, *б*) приложения равнодействующей усилий в арматуре растянутой зоны.

$$M\cos(\theta - \beta) \le (R_b A_b + R_{sc} A'_s) z_b. \qquad (8.3)$$

Площадь сжатой зоны A_b определяют из уравнения равновесия:

$$R_s A_s = R_b A_b + R_{sc} A'_s\ . \qquad (8.4)$$

Отношение моментов:

$$c = M_y/M_x = N_s(b_0 - y_0)/N_s(h_0 - x_0) = (b_0 - y_0)/(h_0 - x_0), \quad (8.5)$$

где x_0 и y_0 – расстояния от точки приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне до сжатых граней (см. рис. 8.1, *б*).

При отсутствии арматуры в сжатой зоне, т.е. при $A' = 0$, последнего слагаемого в уравнении (8.4) не будет. В этом случае: $A_b = 0{,}5x_1y_1$; $x_0 = 0{,}33x_1$ и $y_0 = 0{,}33y_1$ откуда следует уравнение

$$x_1^2 + 3\left(\frac{b_0}{c} - h_0\right)x_1 - 2\frac{A_sR_s}{cR_b} = 0, \quad (8.6)$$

из которого определяется x_1, а затем из уравнения (8.4) – y_1. Если x_1 окажется отрицательным или $x_1 > b$, то это будет означать, что сжатая зона имеет форму трапеции. В практике такой случай встречается редко.

При трапециевидной форме сжатой зоны (рис. 8.1, *в*) ее размеры x_1 и x_2 могут быть определены аналогичным образом. В этом случае правая часть уравнения (8.4) примет вид $0{,}5(x_1 + x_2)bR_b$, а в равенстве (8.5) значения x_0 и y_0 определятся из следующих выражений:

$$x_0 = (1/3)(x_1^2 + x_1x_2 + x_2^2)/(x_1 + x_2);$$
$$y_0 = (b/3)(x_1 + 2x_2)/(x_1 + x_2).$$

В результате получим уравнение

$$x_1^2 + (b/c - c_1)x_1 + c_1(3b_0/c - 3h_0 + c_1) = 0, \quad (8.7)$$

где $c_1 = 2(A_sR_s)/bR_b$.

Из уравнения (8.7) определяется x_1, а из условия $R_sA_s = R_b b\,(x_1 + x_2)/2$ найдем x_2.

Расчет элементов, работающих на косой изгиб, допускается производить путем проверки прочности на момент, действующий в плоскости *x*. При сечениях прямоугольной формы и треугольной сжатой зоне (рис. 8.1, *б*) условие прочности имеет вид:

$$M_x \le R_b \cdot 0{,}5x_1y_1(h_0 - x_1/3) + R_{sc}A_s'(h_0 - a_s')\ . \quad (8.8)$$

Площадь сжатой зоны определяется из уравнения равновесия (8.4), откуда

$$A_b = x_1y_1/2 = (R_sA_s - R_{sc}A_s')/R_b. \quad (8.9)$$

Размер сжатой зоны по наиболее сжатой стороне сечения

$$x_1 = -t + \sqrt{t^2 + 2A_b M_x / M_y}, \qquad (8.10)$$

где

$$t = 1{,}5\left(b_0 M_x / M_y - h_0\right). \qquad (8.11)$$

Если удовлетворяется условие

$$x_1 < 1{,}5 A_b / b, \qquad (8.12)$$

расчет производится без учета косого изгиба на действие момента $M = M_x$.

Уравнения (8.3)–(8.11) можно применять лишь при первом случае расчета, т.е. при $\xi \leq \xi_R$, так как в этих уравнениях принято, что напряжения во всей арматуре растянутой зоны достигают расчетных сопротивлений. Относительная высота сжатой зоны ξ_1 определяется на наиболее сжатой стороне сечения (рис. 8.1, *в*) по формуле

$$\xi_1 = x_1 / (b_0 tg\theta + h_0), \qquad (8.13)$$

где

$$tg\theta = x_1^2 / 2A_b. \qquad (8.14)$$

Высота сжатой зоны x_b, подставляемая в выражения (8.13) и (8.14), определяется при напряжениях в растянутой арматуре, равных R_s. Значение x_1 определяется по формуле (8.10) при A_b, найденном из (8.9).

При $\xi_1 > \xi_R$ напряжения в растянутой арматуре A_s не достигают расчетного сопротивления R_s, поэтому в выражения (7.4) или (8.9) вместо R_s следует подставить σ_s, которое определяется так же, как при плоском изгибе (см. п. 5.1.1).

При расчете элементов с рассредоточенным армированием (рис. 8.2) напряжения в арматурных стержнях σ_{si} неизвестны. Условие прочности, вытекающее из уравнения моментов в плоскости, перпендикулярной прямой, ограничивающей сжатую зону сечения, примет вид

$$M \cos(\theta - \beta) \leq R_b A_b z_b - \sum_{i=1}^{n} \sigma_{si} A_{si} (h_{01} - h_{0i}), \qquad (8.15)$$

где z_b – расстояние от центра тяжести сжатой зоны бетона до оси, параллельной нулевой линии и проходящей через центр тяжести наиболее растянутого арматурного стержня; h_{oi} – расстояние от i-го арматурного стержня до той же оси; n – количество арматурных стержней.

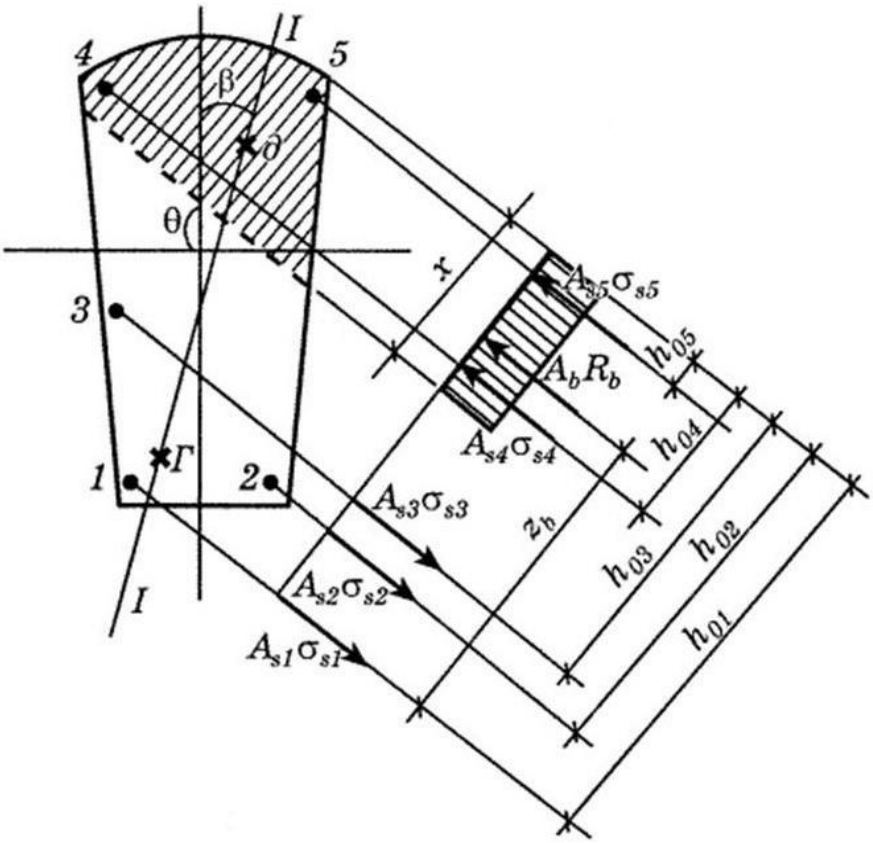


Рис. 8.2. Схема действующих усилий
в косоизгибаемом железобетонном элементе
с рассредоточенным армированием

Площадь сжатой зоны бетона A_b определяется из условия равновесия

$$R_bA_b = \sum_{i=1}^{n} \sigma_{si}A_{si} \ . \qquad (8.16)$$

Для определения из уравнения (8.16) площади сжатой зоны бетона $A_в$ следует, задавшись углом θ, решить это уравнение совместно с выражениями для определения σ_{si}, число которых должно быть равно числу неизвестных напряжений σ_{si}. Поскольку неизвестно *x,* то вначале расчет выполняется при выбранных предположительно выражениях для σ_{si}. Например, для сечения на рис. 8.2 для стержня 1 можно принять $\sigma_{si} = R_s$, а для стержня 5 – $\sigma_{s5} = R_{sc}$, для остальных стержней (2, 3 и 4) – воспользоваться зависимостями $\sigma_{si} = f\ (\xi_i)$, приведенными в п. 5.1.1. Их должно быть столько, сколько неизвестных σ_{si}, в данном случае три: первое при $\xi_1 = \xi_2 = x/h_{02}$, второе при $\xi_1 = \xi_3 = x/h_{03}$ и третье при $\xi_1 = \xi_4 = x/h_{04}$. После решения

системы уравнений, из которых будут определены x и все неизвестные напряжения в арматурных стержнях, проверяются принятые начальные условия. Поскольку в стержне 1 напряжение σ_{si} было принято равным R_s, то при $\xi_1 = x/h_{01} \leq \xi_R$ напряжения в нем следует принять равными предельному. Если же $\xi_1 > \xi_R$, то для напряжения в стержне 1 также следует принять зависимость $\sigma_s = f(x/h_{01})$. Начальные условия проверяются и в необходимых случаях корректируются и во всех остальных стержнях.

Решение считается окончательным в том случае, когда после очередного решения уравнения все полученные значения напряжений σ_{si} окажутся соответствующими условиям, принятым для их определения. Полученные окончательные значения высоты сжатой зоны x и напряжения σ_{si} используются для проверки условия прочности (8.15).

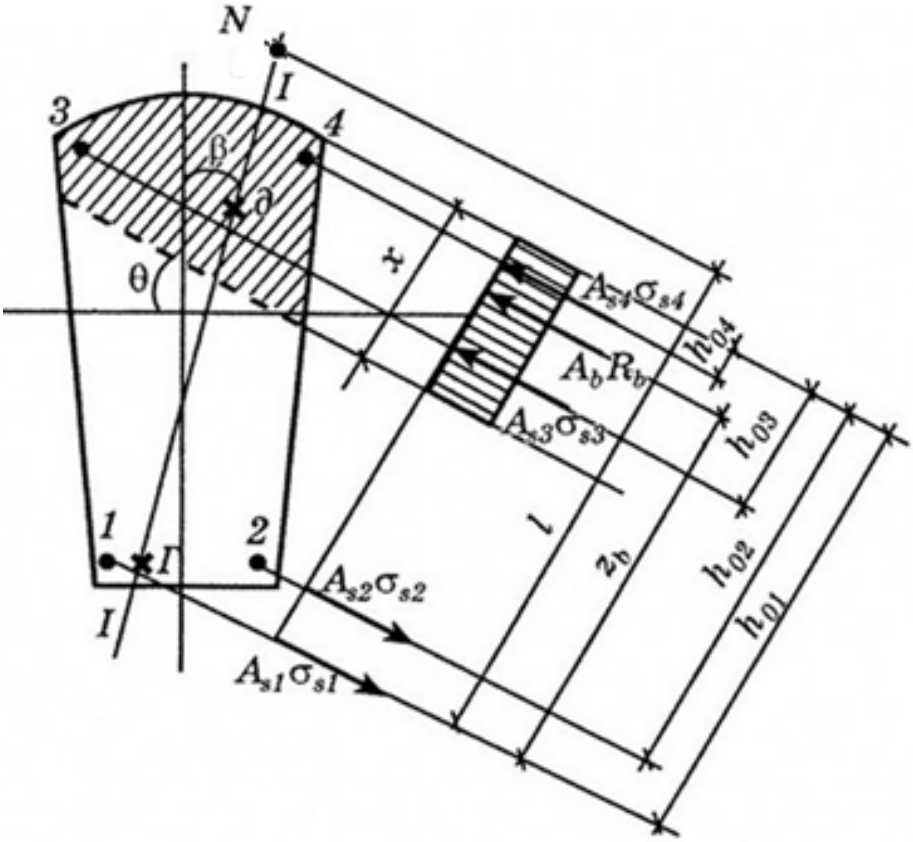


Рис. 8.3. Схема действующих усилий
при косом внецентренном сжатии

При косом внецентренном сжатии (рис. 8.3) линия действия продольных сжимающих сил N не лежит ни в одной из главных плос-

костей инерции. Плоскость 1-1 внутренней пары сил будет проходить через точки приложения силы N и равнодействующей N_s усилий в арматуре растянутой зоны (точка «Г»). На следе этой плоскости должна лежать также точка приложения равнодействующей усилий $N_в$ в сжатой зоне сечения (точка «*д*»).

Условие прочности представляет собой уравнение моментов в плоскости, перпендикулярной линии, ограничивающей сжатую зону, относительно оси, проходящей через центр тяжести сечения стержня 1, наиболее удаленного от нейтральной линии. Оно имеет вид

$$Ne \leq R_b A_b Z_b - \sum_{i=2}^{n} \sigma_{si} A_{si} (h_{01} - h_{0i}). \qquad (8.17)$$

Площадь сжатой зоны сечения $A_в$ и напряжения σ_{si} определяются из совместного решения системы уравнений, в которую входит уравнение проекции усилий на продольную ось элемента

$$R_b A_b = \sum_{i=1}^{n} \sigma_{si} A_{si} + N \qquad (8.18)$$

и выражения, связывающие напряжения σ_{si} с ξ_i (формула (5.15)).

Расчет ведется методом последовательных приближений при принятом начальном значении θ, которое в процессе расчета корректируется.

Литература

1. ГОСТ 27751-2014. Надёжность строительных конструкций и оснований.
2. СП 63.13330.2018. «СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения».
3. СП 52-103-2007. Железобетонные монолитные конструкции зданий.
4. СП 28.13330.2017. Защита строительных конструкций от коррозии.
5. СП 20.13330.2016. Нагрузки и воздействия.
6. СП 131.13330.2012. «СНиП 23-01-99* Строительная климатология».
7. СП 70.1333.2012. Несущие и ограждающие конструкции.
8. СП 266.1325800.216. Конструкции сталежелезобетонные. Правила проектирования.
9. ГОСТ 2590-2006. Прокат сортовой стальной горячекатаный круглый. Сортамент.
10. ГОСТ 34028-2016. Прокат арматурный для железобетонных конструкций. Технические условия.
11. ГОСТ 14098-2014. Соединения сварные арматуры и закладных изделий железобетонных конструкций. Типы, конструкция и размеры.
12. Новое в проектировании бетонных и железобетонных конструкций / Под ред. А.А. Гвоздева. – М.: Стройиздат, 1978. – 204 с.
13. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры (к СП 52-101-2003). – М.: ОАО ЦНИИПромзданий, 2005.
14. Руководство по конструированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона. – М.: Стройиздат, 1978.
15. Руководство по проектированию железобетонных пространственных покрытий и перекрытий. – М.: Стройиздат, 1979.

Оглавление

1. Понятие о железобетоне ……... 3
1.1. Преимущества и недостатки железобетона …….. 5
1.2. Виды железобетонных конструкций ……. 7

2. ОСНОВНЫЕ ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА ЖЕЛЕЗОБЕТОНА ……. 11
2.1. Бетон ……. 11
2.1.1. Бетон как материал для бетонных и железобетонных конструкций …… 11
2.1.2. Прочность бетона …… 14
2.1.3. Деформации бетона под нагрузкой. Модуль упругости ……..... 18
2.1.4. Усадка и ползучесть бетона. Релаксация напряжений …….. 25
2.1.5. Классы и марки бетона …… 30
2.2. Арматура …….. 34
2.2.1. Виды и механические свойства стальной арматуры 34
2.2.2. Арматурные изделия, закладные детали и стыки арматуры …… 39
2.3. Основные свойства железобетона ……. 41

3. МЕТОДЫ РАСЧЕТА ПРОЧНОСТИ …….. 48
3.1. О теории сопротивления железобетона …… 48
3.2. Напряжения и деформации железобетона при сжатии ……... 49
3.3. Напряжения и деформации железобетона при растяжении ... 50
3.4. Напряжения и деформации железобетона при изгибе …… 53
3.5. Методы расчёта по допускаемым напряжениям и по разрушающим усилиям …… 59
3.6. Расчёт по предельным состояниям …… 63

4. НЕЛИНЕЙНАЯ ДЕФОРМАЦИОННАЯ МОДЕЛЬ ……... 66
4.1. Диаграммы состояния бетона …… 67
4.2. Диаграммы состояния арматуры ……... 71
4.3. Методика расчета …… 72

5. РАСЧЕТ ИЗГИБАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ … 74
5.1. Прочность изгибаемых элементов по нормальным сечениям 74
5.1.1. Сечения с одиночной арматурой ……. 75
5.1.2. Сечения с двойной арматурой ……. 79
5.1.3. Элементы таврового сечения ……... 82
5.1.4. Элементы двутаврового и коробчатого сечений …... 85
5.2. Расчет прочности изгибаемых элементов по наклонным сечениям ……..... 86
5.2.1. Расчёт наклонных сечений по поперечной силе …… 89
5.2.2. Расчет наклонных сечений на действие изгибающего момента ……. 94

6. СЖАТЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ …… 101
6.1. Конструктивные особенности сжатых элементов ……... 101
6.2. Общие расчётные положения …… 105
6.3. Расчёт прочности элементов по первому случаю …… 106
6.4. Расчёт прочности элементов по второму случаю …… 108
6.5. Учет влияния прогиба элемента …… 109
6.6. Расчёт элементов прямоугольного профиля …… 111

7. РАСТЯНУТЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ …….. 114

8. КОСОЙ ИЗГИБ И КОСОЕ ВНЕЦЕНТРЕННОЕ СЖАТИЕ …….. 117

Литература ……. 124

Учебное издание

Маилян Дмитрий Рафаэлович
Аксенов Владимир Николаевич
Кубасов Анатолий Юрьевич

ОСНОВЫ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Железобетонные конструкции без предварительного напряжения

Редактор А.А. Литвинова
Компьютерная обработка: И.В. Кикичева

В печать 20.11.2019 г.
Формат 60x84x16. Объем 7,9 усл. печ. л.
Тираж 100 экз. Заказ № 865. Цена свободная.

Издательский центр ДГТУ
Адрес университета и полиграфического предприятия:
344000, Ростов-на-Дону, пл. Гагарина, 1.