

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ
ДОНЕЦКОЙ НАРОДНОЙ РЕСПУБЛИКИ
ГОСУДАРСТВЕННОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ
ВЫСШЕГО ПРОФЕССИОНАЛЬНОГО ОБРАЗОВАНИЯ
«ДОНЕЦКИЙ НАЦИОНАЛЬНЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ»

КАФЕДРА «СТРОИТЕЛЬСТВА ЗДАНИЙ, ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ
И ГЕОМЕХАНИКА»

К О Н С П Е К Т

лекций по дисциплине

**Б1.В4 «СТРОИТЕЛЬНОЕ ДЕЛО.
БЕТОННЫЕ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ.
КАМЕННЫЕ И АРМОКАМЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ.**

для обучающихся специальности 21.05.04 «Горное дело»,
специализации «Шахтное и подземное строительство»
всех форм обучения

часть 1

БЕТОННЫЕ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

РАССМОТРЕНО

на заседании кафедры
строительства зданий, подземных
сооружений и геомеханики
Протокол № 2 от 13.10.2020

Донецк – 2020 г.

Содержание

ЛЕКЦИЯ №1. ВВЕДЕНИЕ	4
1.1. Краткий исторический обзор	4
1.2. Области применения железобетонных и каменных конструкций	6
1.3. Перспективы развития	7
ЛЕКЦИЯ №2. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ	9
2.1. Сущность железобетона	9
2.2. Достоинства и недостатки железобетонных конструкций	10
2.3. Виды железобетонных конструкций	10
ЛЕКЦИЯ №3. БЕТОН	11
3.1. Общие сведения	11
3.2. Классификация бетонов	11
3.3. Структура бетона	11
3.4. Собственные деформации бетона	12
3.5. Прочность бетона	12
3.5.1. Кубиковая прочность	12
3.5.2. Призменная прочность	13
3.5.3. Прочность бетона на осевое растяжение	13
3.5.4. Прочность бетона на срез и скалывание	14
3.5.5. Классы и марки бетона	14
3.5.6. Прочность бетона при длительном действии нагрузки	16
3.5.7. Прочность бетона при многократно повторяемых нагрузках	16
3.5.8. Динамическая прочность бетона	16
3.6. Деформативность бетона	16
3.6.1. Деформации при однократном загрузении кратковременной нагрузкой	17
3.6.2. Деформации при длительном действии нагрузки	18
3.6.3. Деформации бетона при многократно повторяющемся действии нагрузки	18
3.6.4. Предельные деформации бетона перед разрушением	19
3.6.5. Модуль деформации	19
ЛЕКЦИЯ №4. АРМАТУРА	20
4.1. Виды арматуры	20
4.2. Физико-механические свойства сталей	20
4.3. Классификация арматуры	22
4.4. Применение арматуры в конструкциях	23
4.5. Арматурные сварные изделия	23
4.6. Арматурные проволочные изделия	24
4.7. Соединения арматуры	24
4.8. Неметаллическая арматура	24
ЛЕКЦИЯ №5. ЖЕЛЕЗОБЕТОН. СВОЙСТВА	25
5.1. Сцепление арматуры с бетоном	25
5.2. Условия совместной работы бетона и арматуры	25
5.3. Анкеровка арматуры в бетоне	26
5.4. Защитный слой бетона в железобетонных элементах	26
5.5. Собственные напряжения в железобетоне	27
5.6. Коррозия железобетона и меры защиты от нее	27
ЛЕКЦИЯ №6. ОСНОВЫ ТЕОРИИ СОПРОТИВЛЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОНА	27
6.1. Стадии напряженно-деформированного состояния (НДС)	27
6.2. Метод расчета железобетонных конструкций по предельным состояниям	29
6.2.1. Две группы предельных состояний	30
6.2.2. Классификация нагрузок. Нормативные и расчетные нагрузки	30
6.2.3. Нормативные и расчетные сопротивления бетона	31
6.2.4. Нормативные и расчетные сопротивления арматуры	32
6.2.5. Коэффициенты метода предельных состояний	32

ЛЕКЦИЯ №7. ИЗГИБАЕМЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ.....	33
7.1. КОНСТРУКТИВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ К АРМИРОВАНИЮ ЭЛЕМЕНТОВ	33
7.2. КОНСТРУИРОВАНИЕ ПЛИТ	33
7.3. КОНСТРУИРОВАНИЕ БАЛОК	34
7.4. РАСЧЕТ СЕЧЕНИЙ ИЗГИБАЕМЫХ БАЛОК ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ I ГРУППЫ	35
7.4.1. <i>Общий способ расчета прочности по нормальным сечениям</i>	35
7.4.2. <i>Расчет прочности по нормальным сечениям элементов</i>	36
<i>прямоугольного и таврового профилей</i>	36
7.4.3. <i>Расчет прочности элементов по наклонным сечениям</i>	41
ЛЕКЦИЯ №8. ВНЕЦЕНТРЕННО-СЖАТЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ.....	45
8.1. КОНСТРУИРОВАНИЕ ВНЕЦЕНТРЕННО-СЖАТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ	45
8.2. РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ ВНЕЦЕНТРЕННО-СЖАТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ	46
8.3. УЧЕТ ВЛИЯНИЯ ГИБКОСТИ НА НЕСУЩУЮ СПОСОБНОСТЬ ВНЕЦЕНТРЕННО-СЖАТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ.....	48
8.4. СЖАТЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ, УСИЛЕННЫЕ КОСВЕННЫМ АРМИРОВАНИЕМ	50
8.5. РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ ЭЛЕМЕНТОВ НА МЕСТНОЕ ДЕЙСТВИЕ НАГРУЗКИ	49
ЛЕКЦИЯ №9. РАСТЯНУТЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ.....	52
9.1. КОНСТРУКТИВНЫЕ ОСОБЕННОСТИ	52
9.2. РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ ЦЕНТРАЛЬНО-РАСТЯНУТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ	53
9.3. РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ ВНЕЦЕНТРЕННО-РАСТЯНУТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ	53
ПРИЛОЖЕНИЕ 1	52
ПРИЛОЖЕНИЕ 2	52
ЛИТЕРАТУРА	52

Лекция №1. Введение

1.1. Краткий исторический обзор

Железобетон по сравнению с другими строительными материалами появился сравнительно недавно и почти одновременно в Европе и Америке. Его история насчитывает не более 150 лет. Однако к настоящему времени он получил самое широкое распространение в строительстве, имеет свою историю и своих выдающихся деятелей.

Появление железобетонных конструкций связано с большим ростом промышленности, транспорта и торговли во второй половине XIX в.

Исследования покрытий Царскосельского Дворца показали, что русские мастера еще в 1802 г. применяли армированный бетон, однако они не считали, что получили новый строительный материал, и не патентовали его.

Первым изделием из железобетона была лодка, построенная Ламбо во Франции в 1850 г. Первые патенты на изготовление изделий из железобетона были получены Монье в 1867... 1870 гг. В 1892 г. французский инженер Ф. Геннебик предложил монолитные железобетонные ребристые перекрытия и ряд других рациональных строительных конструкций. В России железобетон стали применять с 1886 г. для перекрытий по металлическим балкам.

В 1885 г. в Германии инж. Вайс и проф. Баушингер провели первые научные опыты по определению прочности и огнестойкости железобетонных конструкций, сохранности железа в бетоне, сил сцепления арматуры с бетоном и пр. Тогда же впервые инж. М. Кёнен высказал предположение, подтвержденное опытами, что арматура должна располагаться в тех частях конструкции, где можно ожидать растягивающие усилия.

В 1886 г. М. Кёнен предложил первый метод расчета железобетонных плит, который способствовал развитию интереса к новому материалу и более широкому распространению железобетона в Германии и Австро-Венгрии.

В 1891 г. талантливый русский строитель проф. Н. А. Белелюбский первым провел серию испытаний железобетонных конструкций: плит, балок, арок, резервуаров, силосов для зерна, моста пролетом 17 м. В 1911 г. в России были изданы первые технические условия и нормы для железобетонных сооружений.

Конец XIX в. можно считать началом первого этапа в развитии железобетона. С этого времени повсеместно вошел в практику и метод расчета бетонных конструкций по допустимым напряжениям, основанный на законах сопротивления упругих материалов.

В 1904 г. в г. Николаеве по проекту инженеров Н. Пятницкого и А. Барышникова был построен первый в мире морской маяк из монолитного железобетона высотой 36 м, со стенами толщиной 10 см вверху и до 20 см внизу.

Впервые идея предварительного напряжения элементов, работающих на растяжение, была выдвинута и осуществлена в 1861 г. русским артиллерийским инж. А. В. Гадолиным применительно к изготовлению стальных стволов артиллерийских орудий.

После революции железобетонное строительство в России получило невиданный в мире размах. Необходимость максимально экономить материал и снижать стоимость железобетонных конструкций вынуждала советскую школу учитывать все наиболее передовое в европейской и американской практике и широко развивать собственные теоретические и экспериментальные исследования в области железобетона. Это, в свою очередь, способствовало значительному расширению применения железобетона в гидротехническом и жилищно-гражданском строительстве.

В 1925... 1932 гг. советские ученые В. М. Келдыш, А. Ф. Лолейт, А. А. Гвоздев, П. Л. Пастернак и другие на базе широких экспериментальных работ разработали общие методы расчета статически неопределимых стержневых систем (арок и рам), которые позволили запроектировать и построить много уникальных для своего времени общественных и промышленных зданий из железобетона: Центральный телеграф, Дом «Известий», здания министерств легкой промышленности и земледелия в Москве,

почтамт и Дом промышленности в Харькове, Дома Советов в Ленинграде, Минске, Киеве и ряд других крупных сооружений.

В гидротехническом строительстве впервые железобетон был применен при строительстве Волховской ГЭС (1921... 1926 гг.), крупнейшей по тому времени. Вслед за Волховской ГЭС были построены ДнепроГЭС (1927... 1932 гг.), Нижне-Свирская ГЭС (1928... 1934 гг.), в которых бетон и железобетон применялись еще более широко.

Примерно в 1928 г. железобетон стал широко использоваться в строительстве тонкостенных пространственных конструкций: разнообразных оболочках, складах, шатрах, сводах и куполах. Советский ученый В. З. Власов первым разработал общий практический метод расчета оболочек, значительно опередив зарубежную науку в этой области. Первый тонкостенный купол значительного диаметра (28 м) был построен в 1929 г. в Москве для планетария, а самый большой в то время гладкий купол диаметром 55, 5 м был сооружен в 1934 г. над зрительным залом театра в Новосибирске. Конструкцию купола разработал инж. Б. Ф. Матери по идее и под руководством П. Л. Пастернака.

Применение в строительстве рамных и тонкостенных пространственных систем с использованием их жесткости и монолитности следует считать вторым этапом в развитии железобетона.

В 1936 г. в СССР впервые был применен предварительно напряженный железобетон для изготовления опор канатной сети на закавказских железных дорогах. Широкому внедрению предварительно напряженных железобетонных конструкций во многом способствовали работы ученых В. В. Михайлова, А. А. Гвоздева, С. А. Дмитриева и др.

На основе глубокого изучения физических и упругопластических свойств железобетона, а также экспериментальных данных А. Ф. Лолейт, А. А. Гвоздев и другие (1931... 1934 гг.) создали теорию расчета железобетона по разрушающим усилиям. Она была положена в основу норм (ОСТ 90003-38), по которым рассчитывали все промышленные и гражданские здания и сооружения.

Широкую индустриализацию железобетонного строительства, развитие предварительно напряженных конструкций, внедрение высокопрочных материалов и разработку нового метода расчета железобетонных конструкций следует считать началом третьего этапа в развитии железобетонных конструкций. Выдающимся примером третьего этапа может служить построенная в 1965 г. башня Большого московского телецентра общей высотой 522 м.

Под *каменными конструкциями* понимают несущие и ограждающие конструкции зданий и сооружений, выполненных путём соединения отдельных камней или каменных изделий строительным раствором.

Каменные конструкции - наиболее древние, поскольку простейшие их виды можно было выполнять примитивными инструментами. В течение многих веков основным строительным материалом был камень. Известны сооружения из необработанных естественных камней еще каменного века. Во многих странах сохранилось большое количество выдающихся памятников каменного зодчества (крепости, соборы, дворцы и кремли). Позже для каменных конструкций применяли естественный камень, кирпич - как сырец, так и обожженный. Многие годы кирпич был основным материалом.

Желание зодчих совершенствовать конструкции требовало разработки способов их расчёта. В 1638 г. Галилей впервые определил несущую способность изгибаемого бруса. В конце XVIII в. Кулон предложил теорию расчёта каменного свода.

В первом опубликованном в России научном труде о прочности каменной кладки было изучено напряженное состояние каменной кладки при сжатии. Автор В. А. Гастев доказал, что при сжатии кладки каждый кирпич подвергается изгибу и в нем возникают напряжения сжатия, среза и растяжения.

К середине 30-х гг. методы расчета прочности каменных конструкций уже были основаны на большом экспериментальном материале. За период с 30-х до 50-х гг.

произошла существенная эволюция каменных конструкций и материалов. Значительно расширилась область применения кирпичных стен, было внедрено армирование кирпичной кладки на основе теории расчета армокаменных конструкций.

В 30-е гг. советскими учеными были разработаны новые методы производства работ в зимнее время, в том числе и каменных. Многочисленные исследования прочности кладки, выполненной методом замораживания раствора с твердением его после оттаивания, новые издания соответствующих нормативных документов позволили ликвидировать сезонность в строительстве. С 1931 г. в зимнее время кладку начали вести без тепляков.

В развитии теории и практики каменных конструкции велика роль В. П. Некрасова, Л. И. Онищика, С. А. Семенцова, С. В. Полякова, Ю. М. Иванова, В. А. Камейко, А. И. Рабиновича, И. Т. Котова, Н. И. Кравчени и других советских ученых.

Каменные конструкции возводят из имеющихся на местах материалов. Они просты в изготовлении, долговечны и огнестойки. Однако их возведение связано со значительными трудовыми затратами: каменные конструкции имеют сравнительно большую массу, высокую теплопроводность. Для повышения уровня механизации кладочных работ и сокращения сроков строительства в настоящее время применяют крупные блоки и панели заводского изготовления из кирпича, легких и ячеистых бетонов.

1.2. Области применения железобетонных и каменных конструкций

Каменные и армокаменные конструкции используют во всех климатических районах.

Каменные конструкции применяют в качестве несущих конструкций для внецентренно-сжатых элементов с ограниченным эксцентриситетом приложения внешних сил. Армокаменные конструкции расширяют область применения каменных конструкций, приближая их к железобетонным. Каменные конструкции недостаточно совершенны для зданий и сооружений, подвергающихся динамическим воздействиям, для строительства в сейсмических районах, в условиях воздействия агрессивной среды, систематических технологических температур выше 100°C, в зонах вечной мерзлоты, просадочных и набухающих грунтов и на подрабатываемых территориях. Наряду с искусственными каменными материалами (кирпич, пустотелые керамические или бетонные камни, сплошные камни и блоки из легких и ячеистых бетонов) рекомендуется применять природные каменные материалы (известняк, туф), выпиленные из массивов горных пород.

Железобетонные конструкции широко используют в капитальном строительстве при воздействии температур не выше 50 °С и не ниже -70 °С. В каждой отрасли промышленности и жилищно-гражданском строительстве имеются экономичные формы конструкций из сборного, монолитного или сборно-монолитного железобетона.

Во многих случаях конструкции из железобетона (особенно предварительно напряженного) целесообразнее каменных или стальных. К ним относятся: атомные реакторы, мощные прессовые устройства, морские сооружения, мосты, аэродромы, дороги, фабрично-заводские, складские и общественные здания и сооружения; тонкостенные пространственные конструкции, силосы, бункера и резервуары; напорные трубопроводы; фундаменты под прокатные станы и под машины с динамическими нагрузками, башни, высокие дымовые трубы, сваи, кессонные основания, подпорные стены и многие другие массивные сооружения.

Большое применение железобетон находит при устройстве набережных, тепло- и гидроэлектрических станций, плотин, шлюзов, доков и других гидротехнических сооружений. Железобетон является незаменимым строительным материалом в санитарно-техническом и подземном строительстве. Он в значительной степени вытеснил древесину и металл при горных разработках. В строительстве железобетонных судов и плавучих доков Россия достигла значительных результатов. На изготовление железобетонных

линейных конструкций расходуется в 2...3 раза, а на изготовление плит, настилов, труб в 10 раз меньше металла, чем на стальные конструкции.

1.3. Перспективы развития

Каменные конструкции из штучных материалов (кирпич, керамика, блоки) продолжают занимать большой объем в современном строительстве. Развитие каменных конструкций идет по пути укрупнения штучных материалов и применения крупных каменных блоков и панелей.

Железобетонные конструкции, особенно предварительно напряженные, получили массовое использование в строительстве и имеют широкую перспективу для дальнейшего развития.

Основными направлениями в совершенствовании железобетонных конструкций (снижение стоимости при одновременном повышении качества) являются:

1) удовлетворение требований непрерывно развивающихся «Технических правил по экономному расходованию строительных материалов» (ТП-101-81);

2) применение конструктивных решений, снижающих массу конструкций и позволяющих наиболее полно использовать: физико-механические свойства исходных материалов, местные строительные материалы, бетоны высоких классов (40 и выше), лёгкие бетоны, холодную пропитку бетонов мономерами и высокопрочную арматуру (1000 МПа и выше), механизированное и автоматизированное изготовление конструкций;

3) повышение долговечности, надежности и технологичности конструкций, снижение их приведённых затрат, материалоёмкости, энергоёмкости, трудоемкости изготовления и монтажа;

4) разработка новых, уточнение и упрощение существующих методов расчета конструкций, особенно пространственных, тонкостенных и с предварительным напряжением арматуры;

5) развитие методов расчета с использованием ЭВМ и высокопроизводительных методов конструирования (САПР), технологии изготовления и возведения конструкций сборных, сборно-монолитных и монолитных;

6) повышение качества, упрочнение и удешевление стыков сборных и сборно-монолитных конструкций;

7) изучение физико-химических и механических процессов взаимодействия стальной арматуры с бетоном в целях наиболее эффективной борьбы с появлением и раскрытием трещин в конструкциях;

8) совершенствование методов подбора и изготовления бетона (особенно легкого и ячеистого), с тем чтобы получать железобетон с заранее заданными свойствами;

9) повышение сейсмической и динамической стойкости конструкций;

10) увеличение долговечности конструкций в зданиях с агрессивными средами, а также при эксплуатации в низких и высоких температурах.

Основным направлением технической политики в области строительства являются снижение его стоимости, энергоёмкости и трудоемкости при высокой долговечности и надежности зданий, повышение технологичности как отдельных элементов, так и конструкций в целом. К настоящему времени наибольшее распространение в жилищно-гражданском строительстве получили полносборные каркасные и бескаркасные многоэтажные здания и здания из объемных элементов.

Под *каркасными* понимают здания, основной несущей конструкцией которых является железобетонный каркас, состоящий из колонн и ригелей или из одних колонн (при безригельной схеме). Безригельная схема уменьшает количество монтажных элементов, общую массу железобетонных конструкций, исключает устройство трудоемких консолей на колоннах и упрощает монтаж каркаса. Каркасные здания из-за относительно большого количества сборных элементов оказываются более трудоемкими в изготовлении и монтаже и менее экономичными по сравнению с бескаркасными

зданиями. Они целесообразны при высоте зданий не менее 10 этажей и широком применении в ограждающих конструкциях (панели наружных и внутренних стен), панелях перегородок, перекрытиях легких тепло- и звукоизоляционных материалов.

Под *бескаркасными* понимают здания, в которых полностью отсутствуют колонны, ригели и обвязки. Состоят они из крупных элементов (чаще всего размером на комнату) — панелей стен, перегородок и плит перекрытий. Бескаркасные крупнопанельные здания строят в основном с несущими поперечными стенами с шагом до 6 м и более. В таких зданиях полностью используют несущую способность поперечных стен. Панели наружных стен выполняют только теплозащитные функции, поэтому их изготавливают из легкого местного материала.

В бескаркасных зданиях, по сравнению с каркасными, в среднем на 20% сокращается число монтируемых элементов и выравнивается их масса, вследствие чего снижаются сроки строительства и уменьшаются приведенные затраты. В них представляется возможность передачи усилий через подстилающий растворный слой, что позволяет на 60... 70% сократить массу металлических закладных частей и повысить капитальность зданий в отношении повреждения закладных стальных деталей коррозией или огнем.

Под *зданиями из объемных элементов* понимают здания, монтируемые из крупных объемных блоков. Их конструктивная схема в большинстве случаев является бескаркасной. Эти здания особенно перспективны, так как в большей степени отвечают требованиям индустриализации и позволяют почти полностью перевести строительство зданий на заводской конвейер, включая весь комплекс санитарно-технических, электромонтажных и архитектурно-отделочных работ. На строительной площадке выполняют лишь монтаж готовых квартир.

Многоэтажные производственные каркасные здания с балочными перекрытиями получили широкое распространение в химической, радиотехнической и других отраслях промышленности. По этой схеме строят также многие общественные здания.

Увеличение числа этажей сказывается главным образом на усилении сечения колонн и вертикальных связевых диафрагм нижних этажей, что меньше влияет на затраты материалов и общую стоимость здания, чем увеличение толщины несущих панелей в бескаркасных зданиях. В каркасных зданиях целесообразно горизонтальные нагрузки передавать ядру жесткости из монолитного железобетона. Каркас здания привязывают к ядру жесткости и он воспринимает только вертикальные нагрузки. При больших размерах в плане и большой высоте здания с монолитным ядром жесткости оказываются экономичнее каркасных зданий без ядра жесткости.

Многоэтажные здания с безбалочными перекрытиями сооружают на предприятиях пищевой промышленности, холодильниках и других производствах с повышенными требованиями к чистоте помещений. Наиболее экономичны многоэтажные здания с укрупненной сеткой колонн (6×12 ; 6×18 ; 12×12 м), так как они обеспечивают быструю и рациональную перестройку технологии производства. В многоэтажных производственных зданиях целесообразно применять предварительно напряженные ригели с внешним армированием. Монолитные железобетонные перекрытия или покрытия с внешней профилированной листовой арматурой возводят без применения опалубки. Формой для них служит профилированный настил, уложенный на несущие конструкции — балочную клетку, прогоны, несущие стены; настил используют в качестве подмостей, а после укладки бетона он является арматурой плиты.

В целях создания гибкой планировки цехов, модернизации и усовершенствования производства в последнее время все шире внедряют в строительство многоэтажные производственные здания с техническими этажами и пролетами междуэтажных перекрытий до 36 м.

Лекция №2. Общие положения

2.1. Сущность железобетона

Прочность бетона на растяжение в 15-20 раз ниже, чем прочность на сжатие. Предельная растяжимость бетона $\varepsilon_{btu} = 0,015\%$ (0,15 мм на 1 м), а предельная сжимаемость $\varepsilon_{btu} = 0,2\%$ (2 мм на 1 м). Низкая прочность на растяжение не позволяет использовать неармированный бетон в конструкциях, испытывающих растяжение. Поэтому из бетона выполняют конструкции, воспринимающие сжимающие усилия: стены, фундаменты, колонны, подпорные стенки и др.

Разрушение бетонных балок происходит от разрыва нижних наиболее растянутых волокон (рис. 1, а). При этом несущая способность сжатой зоны балки используется не более чем на 5...7%. Поэтому растянутую зону балки усиливают путем введения упрочняющих элементов, чаще всего, в виде стальной арматуры. Относительное удлинение стальной арматуры при растяжении в тысячу раз превышает относительное удлинение бетона.

При достаточном армировании железобетонная балка разрушится при полном исчерпании несущей способности сжатой зоны бетона (рис. 1, б).

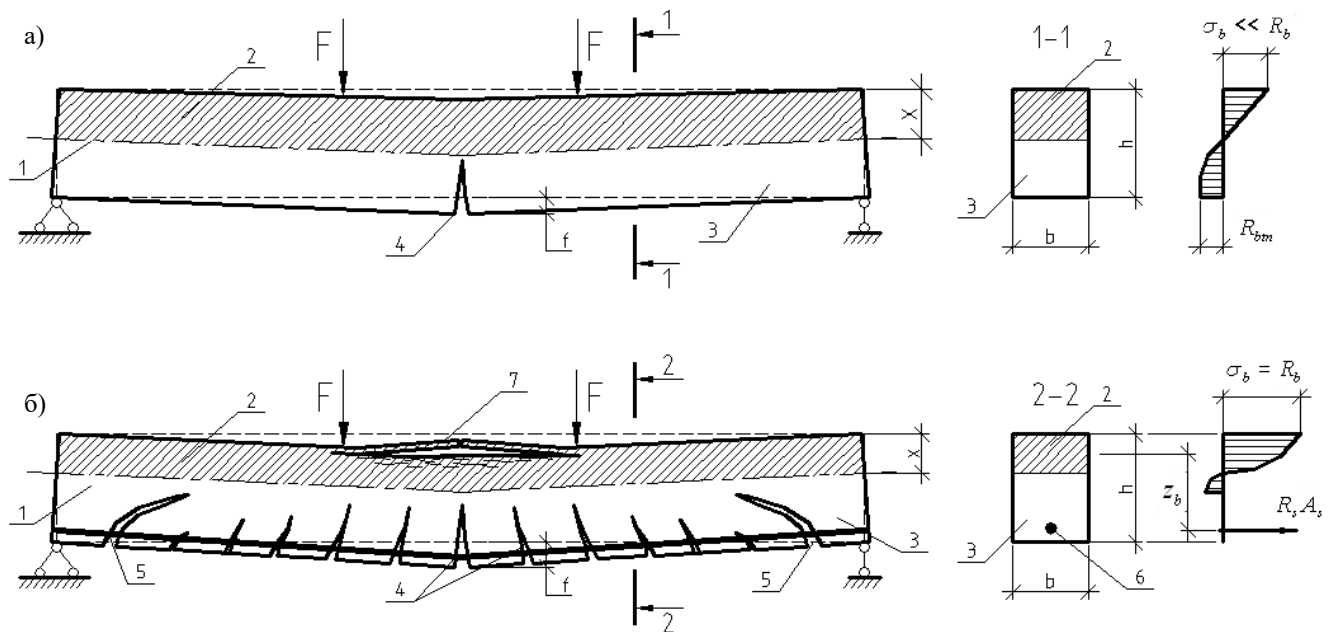


Рис. 1. Схема разрушения балки:

а – бетонной; б – железобетонной; 1 – нулевая (нейтральная линия), 2 – сжатая зона балки; 3 – растянутая зона балки; 4 – нормальные трещины; 5 – наклонные трещины; 6 – стальная арматура; 7 – разрушение бетона сжатой зоны.

Железобетон – это комплексный строительный материал, в котором бетон и арматура, соединенные взаимным сцеплением, работают под нагрузкой как единое монолитное тело. Бетон предназначен для восприятия преимущественно сжимающих усилий, а арматура – растягивающих.

2.2. Достоинства и недостатки железобетонных конструкций

К *достоинствам* железобетонных конструкций относятся:

- высокая прочность;
- большая долговечность;
- высокая степень огнестойкости;
- стойкость против атмосферных воздействий;
- малые эксплуатационные расходы на содержание;
- гигиеничность;
- экономичность ввиду повсеместной доступности сырья.

Недостатки железобетонных конструкций.

За счет сцепления с арматурой бетон работает под нагрузкой совместно с арматурой. Предельная растяжимость бетона в тысячу раз меньше предельной растяжимости стальной арматуры, поэтому при совместном растяжении цельность бетона сохраняется только в начальный период эксплуатации (см. рис. 1, б). Напряжения в арматуре в период образования трещин всегда незначительны по сравнению с предельной прочностью арматуры.

С увеличением внешней нагрузки в изгибаемых балках происходит развитие по высоте сечения балки трещин, резко уменьшается высота сжатой зоны, снижается жесткость балки, что приводит к возрастанию прогиба.

С учетом вышеизложенного к недостаткам железобетонных конструкций без предварительного напряжения относятся:

- низкая трещиностойкость вследствие слабого включения в работу арматуры в период образования трещин, быстрое их раскрытие и быстрый рост прогибов;
- нерациональность использования в железобетонных конструкциях без предварительного напряжения высокопрочной арматуры;
- невыгодность использования бетонов повышенной и высокой прочности, поэтому железобетонные конструкции без предварительного напряжения обладают большой массой, что ограничивает величину перекрываемых пролетов;
- большая трудоемкость при изготовлении;
- большая звуко- и теплопроводность.

2.3. Виды железобетонных конструкций

1. *Сборные конструкции* – конструкции, возведение которых на строительной площадке производят из заранее изготовленных элементов.

2. *Монолитные конструкции* – конструкции, возведение которых осуществляют непосредственно на строительной площадке.

3. *Сборно–монолитные конструкции* – комплексные конструкции, в которых сборный и монолитный железобетон, укладываемый на месте строительства, работает под нагрузкой как одно целое.

Лекция №3. Бетон

3.1. Общие сведения

Для обеспечения долговечной и нормальной эксплуатации бетон для железобетонных конструкций должен иметь необходимые для этого физико-механические свойства:

- прочность;
- хорошее сцепление с арматурой;
- непроницаемость для защиты арматуры от коррозии;
- специальные требования: морозостойкость, жаростойкость, коррозионная стойкость и др.

3.2. Классификация бетонов

1. По *структуре*:
 - а) плотные;
 - б) крупнопористые;
 - в) поризованные;
 - г) ячеистые.
2. По *плотности*:
 - а) особо тяжелые ($\rho > 2500 \text{ кг/м}^3$);
 - б) тяжелые ($\rho = 2200 \div 2500 \text{ кг/м}^3$);
 - в) облегченные (чаще мелкозернистые) ($\rho = 1800 \div 2200 \text{ кг/м}^3$);
 - г) легкие ($\rho = 800 \div 1800 \text{ кг/м}^3$).
3. По *виду заполнителей*:
 - а) на плотных заполнителях (щебень, песок, гравий);
 - б) на пористых заполнителях (естественных – пемза, перлит, ракушечник; искусственных – керамзит, шлак);
 - в) на специальных заполнителях.
4. По *зерновому составу*:
 - а) крупнозернистые;
 - б) мелкозернистые.
5. По *условиям твердения*:
 - а) бетоны естественного твердения;
 - б) бетоны, подвергнутые тепловлажностной обработке при атмосферном давлении;
 - в) бетоны, подвергнутые автоклавной обработке при высоком давлении и температуре.

3.3. Структура бетона

Структура бетона оказывает большое влияние на прочность и деформативность бетона. Существенным фактором является количество воды, применяемой для приготовления бетонной смеси, оцениваемое водоцементным отношением В/Ц. Для химического соединения воды с цементом необходимо, чтобы $\text{В/Ц} \approx 0,2$; однако для достижения достаточной подвижности и удобоукладываемости бетонной смеси $\text{В/Ц}=0,5\dots0,6$ (подвижные бетонные смеси); $\text{В/Ц}=0,3\dots0,4$ (жесткие бетонные смеси). Избыточная химически несвязанная вода образует поры и капилляры в цементном камне, а затем, испаряясь, освобождает их. Таким образом, с уменьшением В/Ц уменьшается пористость цементного камня и прочность бетона увеличивается.

Структура бетона представляет собой пространственную решетку из цементного камня, заполненную зернами песка и щебня различной крупности и формы, пронизанную большим числом микропор и капилляров, которые содержат химически несвязанную воду, водяные пары и воздух.

3.4. Собственные деформации бетона

Бетон обладает свойством уменьшаться в объеме при твердении в обычной воздушной среде – *усадка бетона*. Она связана с физико-механическими процессами твердения и уменьшением объема цементного геля, потерей избыточной воды в результате испарения и гидратации с непрореагировавшими частицами цемента.

Усадке бетона препятствуют заполнители, которые становятся внутренними связями, вызывающими в цементном камне начальные растягивающие напряжения.

Неравномерное высыхание бетона, снаружи больше, а внутри меньше, приводит к неравномерной усадке, что ведет к возникновению *начальных усадочных напряжений*. Открытые, быстро высыхающие слои бетона испытывают растяжение; внутренние более влажные оказываются сжатыми. В бетоне появляются *усадочные трещины*.

Уменьшить начальные усадочные напряжения можно:

- конструктивными мерами (армирование, устройство усадочных швов);
- технологическими мерами (подбор состава, увлажнение среды, увлажнение поверхности бетона).

3.5. Прочность бетона

Прочность бетона зависит от многих факторов, как-то:

- структура бетона;
- марка цемента;
- водоцементное отношение В/Ц;
- вид мелкого и крупного заполнителя;
- условия твердения;
- вид напряженного состояния;
- форма и размеры сечения;
- длительность действия нагрузки.

3.5.1. Кубиковая прочность

Для определения прочности бетона на осевое сжатие обычно испытывают в прессе бетонные кубы с размером ребра 150 мм, характер разрушения которых обусловлен наличием или отсутствием сил трения, возникающих на контактных поверхностях между подушками пресса и гранями куба.

1. Несмазанный куб (рис. 2, а).

Силы трения между подушками пресса и гранями куба препятствуют свободным поперечным деформациям куба и соответственно упрочняют бетон сверху и снизу. По мере удаления от торцевых граней куба влияние сил трения уменьшается, поэтому после разрушения куб приобретает форму 2-х пирамид сверху и снизу.

2. Смазанный куб (рис. 2, б).

Если устранить силы трения смазкой контактных поверхностей, прочность бетонного куба будет меньше, поперечные деформации проявляются свободно, трещины разрыва становятся вертикальными. Временное сопротивление сжатию бетона для куба с ребром 150 мм равно R , с ребром 200 мм - $0,93 R$, с ребром 100 мм – $1,1R$. Это объясняется изменением эффекта обоймы с изменением размеров куба.

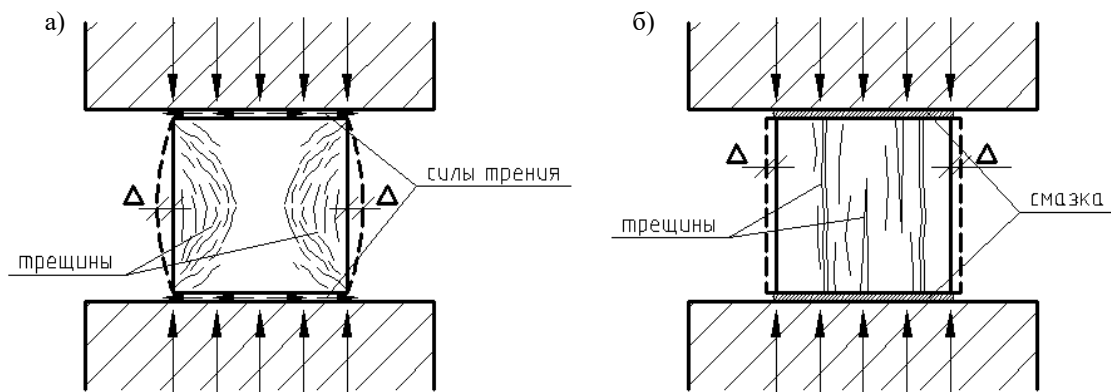
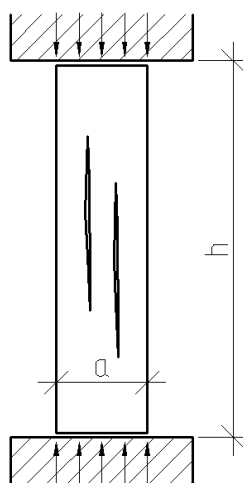


Рис. 2. Характер разрушения бетонных кубов:
а – несмазанный куб; б – смазанный куб;
Δ – поперечные деформации бетона.



3.5.2. Призменная прочность

Так как железобетонные конструкции по форме отличаются от кубов, основной характеристикой прочности бетона сжатых элементов является призменная прочность R_b – временное сопротивление осевому сжатию бетонных призм. Призменная прочность меньше кубиковой, и она уменьшается с увеличением отношения h/a . Влияние сил трения на среднюю часть призмы уменьшается с увеличением ее высоты и при $h/a=4$ значение R_b становится стабильным и равно приблизительно $0,75R$.

Рис. 3. Характер разрушения бетонной призмы.

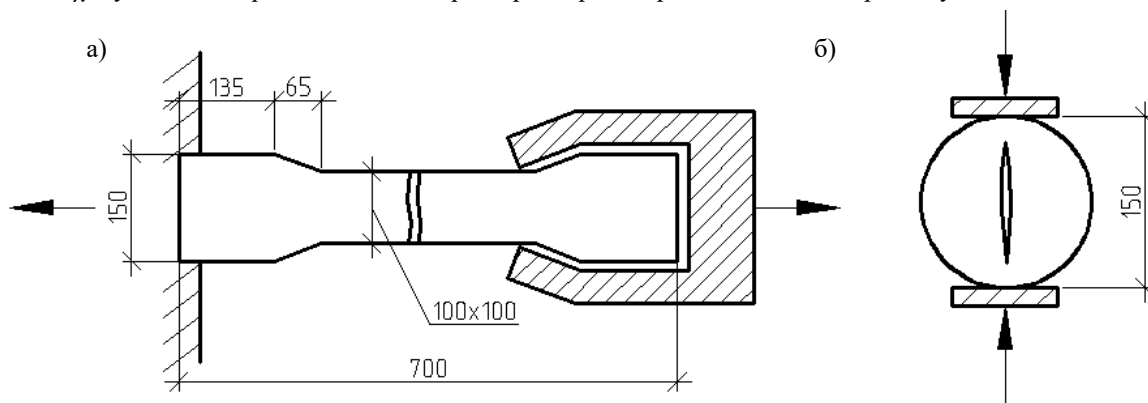
3.5.3. Прочность бетона на осевое растяжение

Прочность бетона на растяжение в 15...20 раз меньше, чем при сжатии. Повышение прочности бетона на растяжение может быть достигнуто увеличением расхода цемента, уменьшением В/Ц, применением щебня с шероховатой поверхностью. Временное сопротивление бетона осевому растяжению R_{bt} определяют испытаниями:

- 1) на разрыв – образцов в виде восьмерки (рис. 4, *а*);
- 2) на раскалывание – образцов в виде цилиндров (рис. 4, *б*);

- 3) на изгиб – бетонных балок (рис. 4, *в*):
$$R_{bt} = \frac{M}{\chi W} = \frac{M}{1,7 \cdot \frac{bh^2}{6}} = \frac{3,5M}{bh^2},$$

где χ – учитывает криволинейный характер эпюры напряжений в бетоне растянутой зоны.



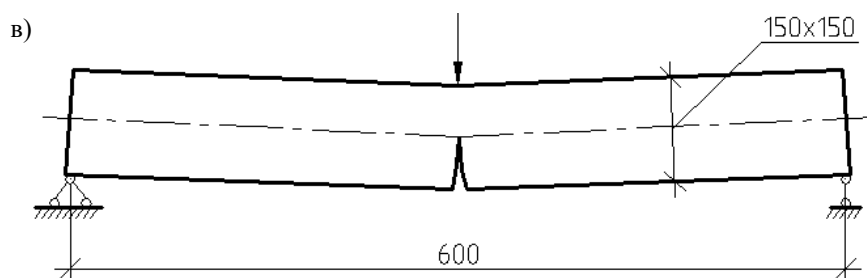


Рис. 4. Схемы испытания образцов для определения прочности бетона при осевом растяжении: а - на разрыв; б - на раскалывание; в - на изгиб.

3.5.4. Прочность бетона на срез и скалывание

Срез – разделение элемента на 2 части по сечению, к которому приложены перерезывающие силы (рис. 5, а). Временное сопротивление бетона на срез: $R_{sh} = 2R_{bt}$.

Сопротивление бетона скалыванию (рис. 5, б) возникает при изгибе балок до появления в них наклонных трещин: $R_s \approx 1,5...2R_{bt}$.

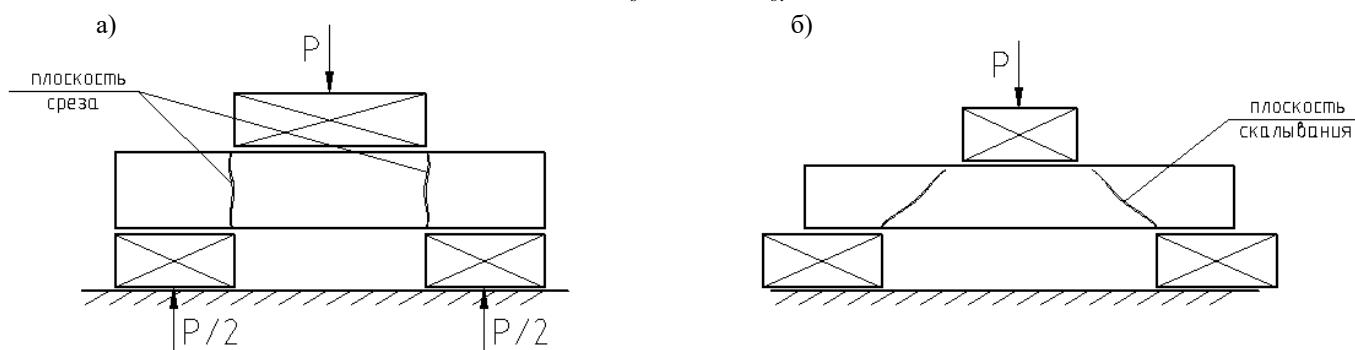


Рис. 5. Схемы испытания образцов на срез (а) и скалывание (б).

3.5.5. Классы и марки бетона

Качество конструкционного бетона характеризуется классами и марками в зависимости от назначения железобетонных конструкций и условий эксплуатации. Строительные нормы устанавливают следующие *показатели качества бетона*:

- класс бетона по прочности на осевое сжатие B ;
- класс бетона по прочности на осевое растяжение B_t ;
- марка по морозостойкости F ;
- марка по водонепроницаемости W ;
- марка по средней плотности D ;
- марка по самоупрочению S_p .

Классом бетона по прочности на осевое сжатие B (МПа) называется временное сопротивление сжатию бетонных кубов с размерами ребра 150 мм, испытанных в соответствии со стандартом через 28 суток хранения при температуре $20 \pm 2^\circ\text{C}$ с учетом статистической изменчивости прочности (рис. 6).

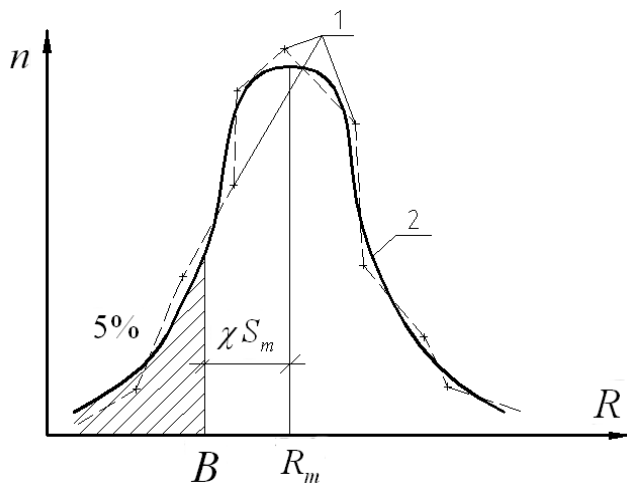


Рис. 6. Кривые распределения прочности, как случайной величины:
n и *R* – соответственно количество кубов, имеющих одинаковую прочность, и величина прочности; 1 – опытные значения *n* и *R*; 2 – теоретическая кривая, характеризующая разброс прочности с учетом статистической изменчивости (кривая Гаусса)

Среднее значение временного сопротивления бетона сжатию, установленное при испытании партии стандартных кубов:

$$R_m = (n_1 \cdot R_1 + n_2 \cdot R_2 + \dots + n_k \cdot R_k) / n,$$

где n_1, n_2, \dots, n_k – число случаев, в которых было установлено временное сопротивление соответственно R_1, R_2, \dots, R_k , n – общее число испытаний.

Среднее квадратичное отклонение прочности бетона в партии, характеризующее изменчивость прочности:

$$S_m = \sqrt{\frac{n_1 \Delta_1^2 + n_2 \Delta_2^2 + \dots + n_k \Delta_k^2}{n - 1}},$$

где $\Delta_1 = R_1 - R_m$; $\Delta_2 = R_2 - R_m$; ...; $\Delta_k = R_k - R_m$ – отклонения.

Коэффициент вариации прочности бетона в партии:

$$V_m = S_m / R_m.$$

Наименьшее контролируемое значение – временное сопротивление B – расположено на расстоянии χS_m влево от значения R_m , т.е.:

$$B = R_m - \chi S_m = R_m (1 - \chi V_m),$$

где χ – число, показатель надежности.

Исходя из значения χV_m оценивают обеспеченность гарантируемых значений прочности бетона не менее B . В нормах на проектирование установлена обеспеченность (доверительная вероятность) 0,95. Это имеет место при $\chi = 1,64$.

$$R_m = B / (1 - 1,64 V_m)$$

Для тяжелых бетонов установлены классы $B 7,5 \div B 60$.

Аналогичным образом определяют класс бетона по прочности на осевое растяжение.

Класс бетона по прочности на осевое растяжение: $B_t 0,8 \div B_t 3,2$

Марка бетона по морозостойкости – характеризуется числом выдерживаемых бетоном циклов попеременных замораживания и оттаивания в насыщенном водой состоянии. После определенного числа циклов производят испытания бетонных кубов на сжатие. Снижение прочности на 15 % при таком количестве циклов определяет марку бетона по морозостойкости. $F 50 \div F 500$.

Марка бетона по водонепроницаемости – характеризуется предельным давлением воды (кг/см^2), при котором еще не наблюдается ее просачивание через испытываемый стандартный образец. $W 2 \div W 12$.

Марка бетона по средней плотности – гарантированная собственная масса бетона (кг/м^3): тяжелый бетон $D 2200 \div D 2500$.

Марка бетона по самонапряжению - значение предварительного напряжения в бетоне, МПа, создаваемого в результате его расширения при коэффициенте продольного армирования $\mu = 0,01$, и контролируется на образцах-призмах размером $10 \times 10 \times 40 \text{ см}$. $S_p 0,6 \div S_p 4$.

Процесс твердения бетона значительно ускоряется при повышении температуры и влажности среды. При благоприятных условиях твердения прочность бетона может нарастать годами. Твердение бетона при отрицательной температуре резко замедляется или прекращается.

3.5.6. Прочность бетона при длительном действии нагрузки

Предел длительного сопротивления бетона осевому сжатию составляет $R_{bl} \approx 0,9R_b$, т.к. при длительном действии нагрузки под влиянием развивающихся значительных неупругих деформаций бетон разрушается при напряжениях, меньших, чем R_b .

3.5.7. Прочность бетона при многократно повторяемых нагрузках

При действии многократно повторяемых нагрузок прочность бетона сжатию под влиянием развития структурных микротрещин уменьшается. Предел прочности бетона (*предел выносливости*) R_f зависит от числа циклов нагрузки – разгрузки n и отношения попеременно возникающих минимальных и максимальных напряжений $\rho = \sigma_{\min} / \sigma_{\max}$.

При $n \sim 10^7$ $R_f \approx 0,5 \div 0,7 R_b$.

3.5.8. Динамическая прочность бетона

При динамической нагрузке большой интенсивности, но малой продолжительности, имеет место увеличенное временное сопротивление бетона – *динамическая прочность*. Это явление объясняется энергопоглощающей способностью бетона, работающего только упруго в течение короткого промежутка нагружения динамической нагрузкой. Чем меньше время τ нагружения, тем больше *коэффициент динамической прочности бетона* $k_d = \frac{R_d}{R_b}$. При $\tau = 0,1 \text{ сек}$ $R_d \approx 1,2R_b$.

3.6. Деформативность бетона

Виды деформаций бетона:

1. Объемные – во всех направлениях под влиянием усадки, изменения температуры и влажности.
2. Силовые – от действия внешних сил.

Бетону свойственно нелинейное деформирование, поэтому силовые деформации в зависимости от характера приложения нагрузки и длительности ее действия делят на 3 вида: деформации при однократном нагружении кратковременной нагрузкой, деформации при длительном действии нагрузки и деформации при многократно повторяющемся действии нагрузки.

3.6.1. Деформации при однократном нагружении кратковременной нагрузкой

Деформация бетона: $\varepsilon_b = \varepsilon_e + \varepsilon_{pl}$ (рис. 7),

где ε_e – упругая деформация, ε_{pl} – упругопластическая деформация.

Если образец загружать по этапам и замерять деформации дважды – сразу после приложения нагрузки и через некоторое время после выдержки под нагрузкой, получим ступенчатую линию (рис. 8). При достаточном числе загрузений, ступенчатая линия зависимости $\sigma_b - \varepsilon_b$ может быть заменена плавной кривой. Таким образом, упругие деформации бетона соответствуют лишь мгновенной скорости нагружения образца, а неупругие развиваются во времени.

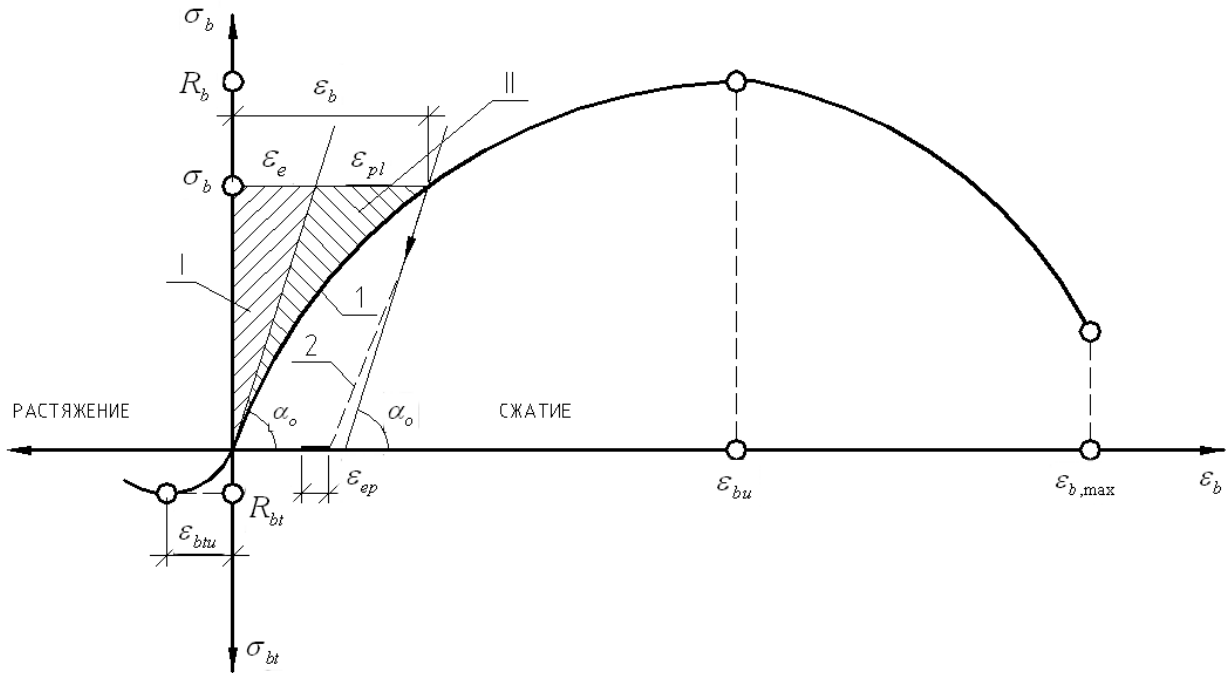


Рис. 7. Диаграмма зависимости между напряжениями и деформациями в бетоне при сжатии и растяжении:

I – область упругих деформаций; *II* – область пластических деформаций;
 1 – загрузка; 2 – разгрузка; ε_{bu} – предельная сжимаемость; ε_{btu} – предельная растяжимость;
 ε_{ep} – доля неупругих деформаций, восстанавливающихся после разгрузки.

С увеличением скорости нагружения V при одном и том же напряжении σ_b неупругие деформации уменьшаются (рис. 9).

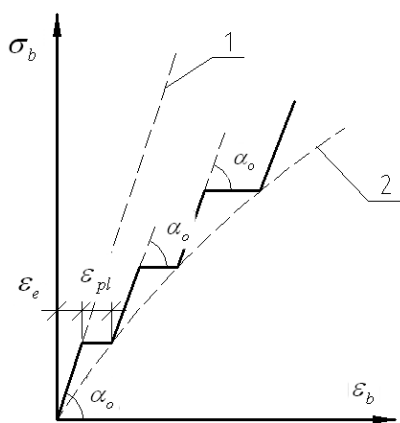


Рис. 8. Диаграмма $\sigma_b - \varepsilon_b$ в сжатом бетоне при различном числе этапов нагружения.

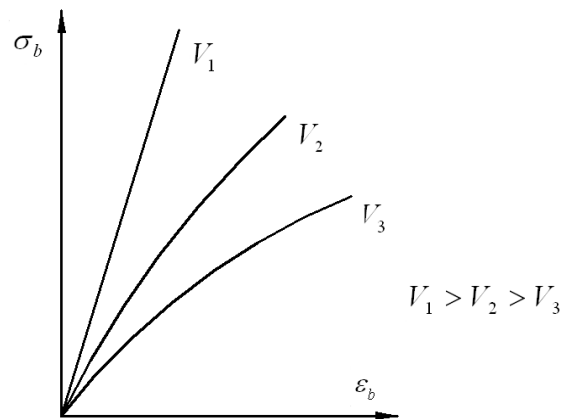


Рис. 9. Диаграмма $\sigma_b - \varepsilon_b$ в сжатом бетоне при различной скорости нагружения.

3.6.2. Деформации при длительном действии нагрузки

При длительном действии нагрузки обнаруживается постепенное снижение сопротивления бетона (ниспадающая ветвь диаграммы $\sigma_b - \varepsilon_b$). При длительном действии нагрузки неупругие деформации бетона с течением времени увеличиваются.

Участок 0-1 (рис. 10) характеризует деформации, возникающие при загрузении. Участок 1-2 характеризует нарастание неупругих деформаций при постоянном значении напряжений.

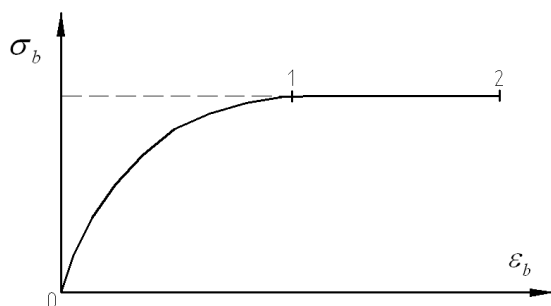


Рис. 10. Диаграмма $\sigma_b - \varepsilon_b$ в сжатом бетоне при различной длительности загрузки.

Свойство бетона, характеризующееся нарастанием неупругих деформаций с течением времени при постоянных напряжениях, называют *ползучестью бетона*

При длительном действии постоянной нагрузки, если деформации ползучести нарастают свободно, напряжения в бетоне остаются постоянными. Когда связи в бетоне (например, арматура) ограничивают свободное развитие ползучести, то напряжения в бетоне уменьшаются. То есть происходит перераспределение

внутренних напряжений между бетоном и арматурой.

Свойство бетона, характеризующееся уменьшением с течением времени напряжений при постоянной начальной деформации ε_b^0 , называют *релаксацией напряжений*.

Природа ползучести бетона объясняется его структурой, длительным процессом кристаллизации и уменьшением количества геля при твердении цементного камня. С течением времени процесс перераспределения напряжений с гелевой составляющей на кристаллический сросток и зерна заполнителей затухает и деформирование прекращается.

Величина деформаций ползучести в конечном итоге не зависит от скорости нагружения образца. Ползучесть бетона увеличивается с ростом напряжений. Загруженный в раннем возрасте бетон обладает большей ползучестью, чем старый. Ползучесть бетона в сухой среде больше, чем во влажной. С увеличением В/Ц и количества цемента на единицу объема бетонной смеси ползучесть возрастает. С повышением прочности зерен заполнителей, повышением прочности бетона, его класса ползучесть уменьшается.

3.6.3. Деформации бетона при многократно повторяющемся действии нагрузки

Многократное повторение действия нагрузки приводит к накоплению неупругих деформаций (рис. 11). После большого количества циклов эти деформации постепенно выбираются, ползучесть достигает предельного значения, бетон начинает работать упруго.

С каждым последующим циклом кривая зависимости $\sigma_b - \varepsilon_b$ постепенно становится прямой, характеризующей упругую работу. Такой характер работы наблюдается при $\sigma_b \leq R_r$. При больших значениях σ_b неупругие деформации начинают неограниченно расти, при этом кривизна $\sigma_b - \varepsilon_b$ меняет знак.

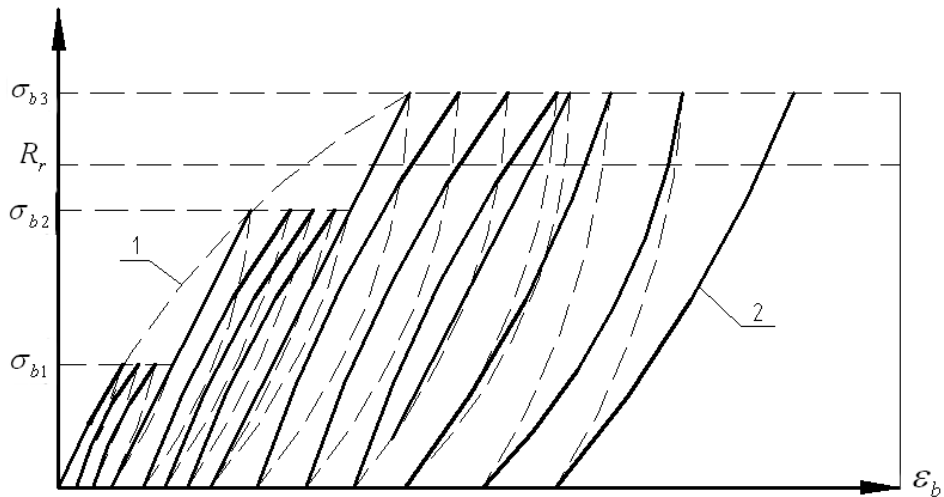


Рис. 11. Диаграмма зависимости между напряжениями и деформациями в бетоне при многократном повторном нагружении бетонного образца:
1 – первичная кривая; 2 – конечная кривая.

3.6.4. Предельные деформации бетона перед разрушением

Это предельная сжимаемость ε_{bu} и предельная растяжимость ε_{btu} . Зависят от:

- прочности бетона;
- класса бетона;
- состава бетона;
- длительности приложения нагрузки.

При сжатии в среднем $\varepsilon_{bu} \approx 2,5 \cdot 10^{-3}$.

При растяжении в среднем $\varepsilon_{btu} \approx 1,5 \cdot 10^{-4}$.

При изгибе в крайнем сжатом волокне в среднем $\varepsilon_{bu} \approx 3,5 \cdot 10^{-3}$.

3.6.5. Модуль деформации

Начальный модуль упругости бетона (рис. 12) при сжатии E_b соответствует лишь упругим деформациям, возникающим при мгновенном нагружении:

$$E_b = \operatorname{tg} \alpha_o.$$

Модуль полных деформаций бетона (рис.12) при сжатии E'_b соответствует полным деформациям; является величиной переменной:

$$E'_b = \operatorname{tg} \alpha,$$

где α – угол наклона касательной к кривой $\sigma_b - \varepsilon_b$ в точке с заданным напряжением.

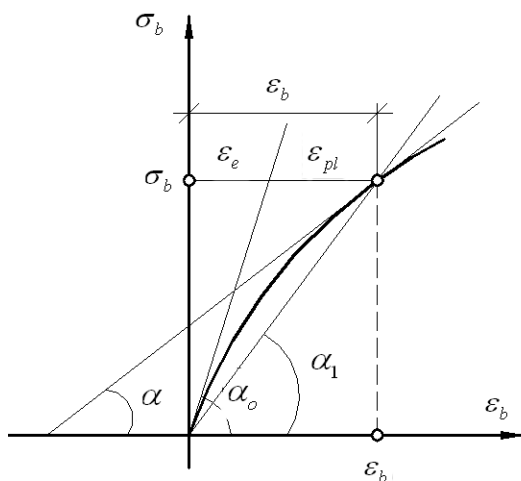


Рис. 12. Схема для определения модуля деформации бетона.

Для расчета железобетонных конструкций пользуются *средним модулем* или *модулем упругопластичности бетона*, представляющим собой тангенс угла наклона секущей в точке на кривой $\sigma_b - \varepsilon_b$ с заданным напряжением (рис. 12):

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

Зависимость между начальным модулем упругости бетона и модулем упругопластичности:

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

где $\nu = \frac{\varepsilon_e}{\varepsilon_b}$ - коэффициент упругопластичных деформаций бетона; ν изменяется от 1 до 0,15.

С увеличением уровня напряжений в бетоне и длительности действия нагрузки коэффициент ν уменьшается.

Лекция №4. Арматура

4.1. Виды арматуры

1. По материалу:
 - а) стальная;
 - б) стеклопластиковая;
 - в) углепластиковая.
2. По назначению:
 - а) рабочая – это арматура, которая определяется расчетом и обеспечивает прочность конструкции;
 - б) конструктивная – это арматура, которая также обеспечивает прочность конструктивных элементов и узлов, но расчетом не определяется, а устанавливается из практики проектирования и эксплуатации конструкций;
 - в) арматура косвенного армирования – это арматура, устанавливаемая в сжатых элементах в основном в местах больших локальных напряжений, для сдерживания поперечных деформаций;
 - г) монтажная – арматура, служащая для обеспечения проектного положения рабочей и равномерного распределения усилий между отдельными стержнями рабочей арматуры.
3. По способу изготовления:
 - а) стержневая, горячекатаная ($d = 6 \dots 40$ мм);
 - б) проволочная, холоднотянутая ($d = 3 \dots 6$ мм).
4. По виду поверхности:
 - а) гладкая;
 - б) периодического профиля (рифленая).
5. По способу применения:
 - а) напрягаемая, подвергнутая предварительному натяжению до эксплуатации;
 - б) ненапрягаемая.
6. По изгибной жесткости:
 - а) гибкая (стержневая и проволочная);
 - б) жесткая (из прокатных профилей).
7. По способу упрочнения:
 - а) термически упрочненная, т.е. подвергнутая термической обработке;
 - б) упрочненная в холодном состоянии – вытяжкой или волочением.

4.2. Физико-механические свойства сталей

Характеристики прочности и деформативности сталей устанавливают по диаграмме $\sigma_s - \varepsilon_s$, получаемой из испытаний образцов на растяжение. Горячекатаная арматурная сталь, имеющая на диаграмме площадку текучести, обладает значительным удлинением до разрыва (мягкая сталь) (рис. 13, а). Напряжение, при котором деформации

развиваются без заметного увеличения нагрузки, называется *физическим пределом текучести* арматурной стали σ_y .

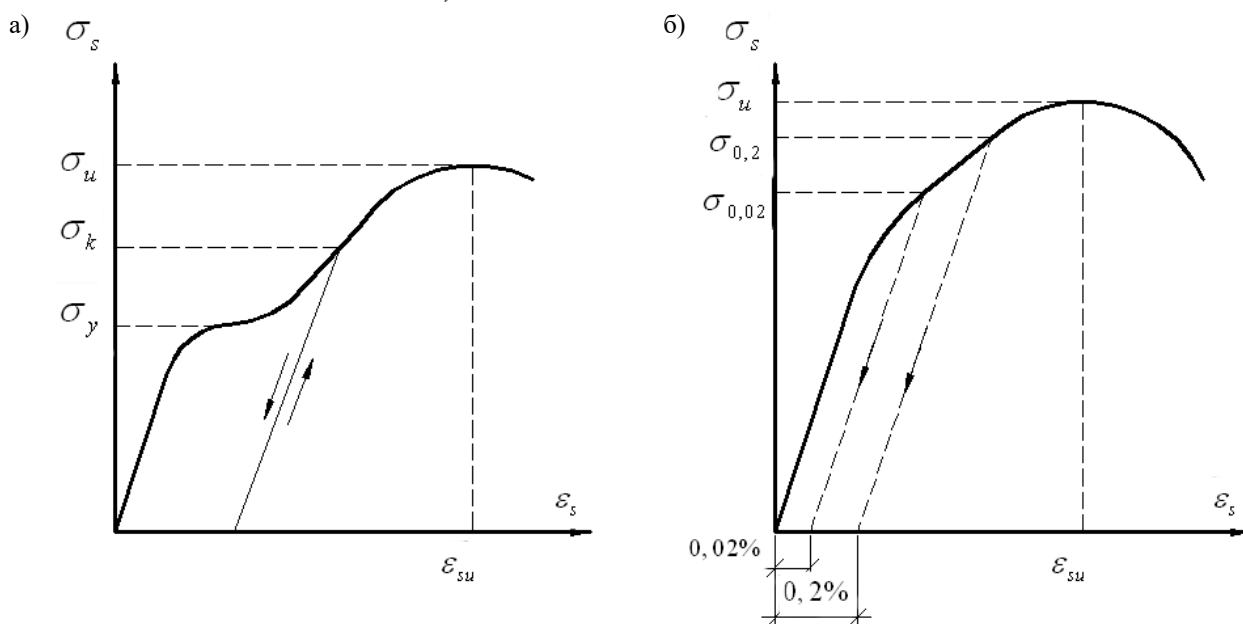


Рис. 13. Диаграммы $\sigma_s - \varepsilon_s$ при растяжении арматурной стали:
а – мягкая малоуглеродистая сталь с площадкой текучести;
б – высокопрочная, легированная сталь с условным пределом текучести.

Повышение прочности сталей достигают следующими методами:

- путем введения углерода и легирующих добавок (марганец, хром, кремний, титан и др.);
- термическим упрочнением - закаливании стали (нагрев до 800...900°C и быстрое охлаждение), затем частичный отпуск (нагрев до 300...400°C и постепенное охлаждение);
- холодным деформированием – при вытяжке в холодном состоянии до напряжения $\sigma_k > \sigma_y$ сталь упрочняется; при повторной вытяжке пластические деформации уже выбраны, напряжение σ_k становится новым искусственно поднятым пределом текучести σ_y ;
- холодным волочением - волочение через несколько последовательно уменьшающихся в диаметре отверстий в холодном состоянии для получения высокопрочной проволоки.

Высоколегированные и термически упрочненные арматурные стали переходят в пластическую стадию постепенно без ярко выраженной площадки текучести (рис. 13, б). Для таких сталей устанавливают *условный предел текучести* $\sigma_{0,2}$, при котором относительные остаточные деформации составляют 0,2%.

К *физическим свойствам* сталей относятся:

- пластические свойства – характеризуются относительным удлинением при испытании на разрыв. Снижение пластических свойств приводит к хрупкому (внезапному) разрыву арматуры;
- свариваемость – характеризуется надежностью соединения, отсутствием трещин и других пороков металла в швах. Хорошо свариваются малоуглеродистые и низколегированные стали. **Нельзя сваривать термически упрочненные и упрочненные вытяжкой стали, т.к. теряется эффект упрочнения;**
- хладноломкость - склонность к хрупкому разрушению при отрицательных температурах (ниже -30°C);

- реологические свойства – характеризуются ползучестью и релаксацией;
- усталостное разрушение – наблюдается при действии многократно повторяющейся знакопеременной нагрузке и имеет характер хрупкого разрушения;
- динамическая прочность – наблюдается при кратковременных нагрузках большой интенсивности.

4.3. Классификация арматуры

Наименование и класс арматуры	d, мм	Предел текучести, МПа	Относительное удлинение, %	Модуль упругости, МПа
Стержневая горячекатаная:				
гладкая класса А-I	6...40	230	25	$21 \cdot 10^4$
периодического профиля классов:				
А-II	10...40	300	19	$21 \cdot 10^4$
А-III	6...40	400	14	$20 \cdot 10^4$
А-IV	10...22	600	8	$19 \cdot 10^4$
А-V	10...32	800	7	$19 \cdot 10^4$
А-VI	10...22	1000	6	$19 \cdot 10^4$
Стержневая термически упрочненная классов:				
Ат – IIIc	10...38	400	-	$20 \cdot 10^4$
Ат – IVc	10...28	600	8	$19 \cdot 10^4$
Ат – V	10...28	800	7	$19 \cdot 10^4$
Ат - VI	10...28	1000	6	$19 \cdot 10^4$
Обыкновенная арматурная проволока периодического профиля класса Вр-I	3...5	500	-	$17 \cdot 10^4$
Высокопрочная арматурная проволока:				
гладкая класса В-II	3...8	1530	4...6	$20 \cdot 10^4$
периодического профиля класса Вр-II	3...8	1530	4...6	$20 \cdot 10^4$

П р и м е ч а н и е: дополнительной буквой «С» указывается на возможность стыкования сваркой, буквой «Т» - на термическое упрочнение арматуры.

4.4. Применение арматуры в конструкциях

В качестве ненапрягаемой рабочей арматуры применяют А – III. Для косвенного армирования используют Вр – I. Иногда может применяться в качестве рабочей арматуры А – II. А - I используют в качестве монтажной и для поперечных стержней каркасов.

В качестве напрягаемой арматуры применяют: Ат – IVс, Ат – V, Ат – VI, А - IV, А – V, А – VI, В – II, Вр – II, К – 7, К – 19.

Хорошо свариваются: А-I – А-VI, Ат – IIIс, Ат – IVс, Вр – I.

Нельзя сваривать: Ат – V, Ат – VI, В – II, Вр – II, т.к. теряется эффект упрочнения.

4.5. Арматурные сварные изделия

1. *Сварные сетки* (Вр – I $d = 3...5$ мм; А – I, А – III $d = 6...10$ мм):

а) рулонные ($d_{max} = 5$ мм);

б) плоские.

Максимальная ширина сетки – 3800 мм; длина ограничивается массой сетки не более 900...1300 кг и не более 9000 мм.

Основные параметры сеток в соответствии с ГОСТ 8478-81 (рис. 14):

$$\frac{D-V}{d-u} AL \frac{c_1 - c_2}{k}$$

$\frac{\text{диам. прод. стержня} - \text{шаг прод. стержня}}{\text{диам. попер. стержня} - \text{шаг попер. стержня}} \times \text{ширина} \times \text{длина сетки} - \frac{\text{длина своб. концов прод. стержня}}{\text{длина своб. концов попер. стержня}}$

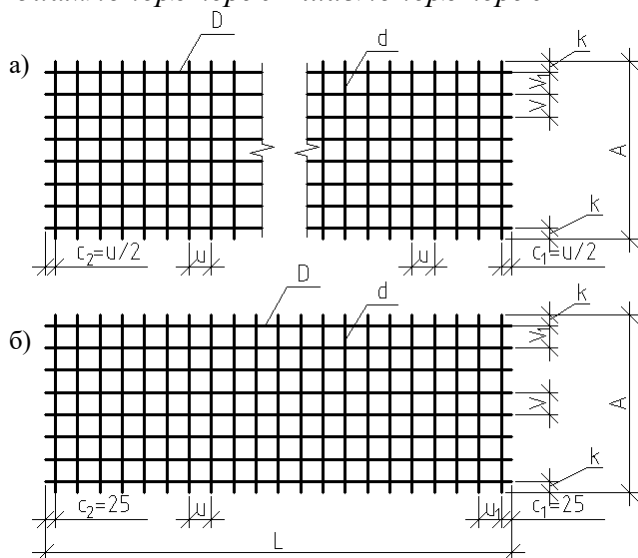


Рис. 14. Сварные сетки:

а – рулонная после развертки; б – плоская.

2. *Сварные каркасы* (рис. 15):

а) плоские;

б) пространственные.

Соотношение диаметров свариваемых поперечных и продольных стержней должно быть не менее 1/3...1/4.

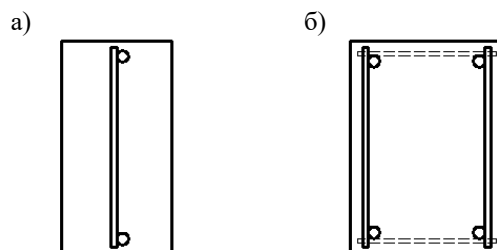


Рис. 15. Сварные каркасы:

а – плоский; б – пространственный.

4.6. Арматурные проволочные изделия

Наиболее эффективная напрягаемая арматура – канат (рис. 16, а). Периодический профиль каната обеспечивает надежное сцепление с бетоном, а большая длина позволяет избежать стыков.

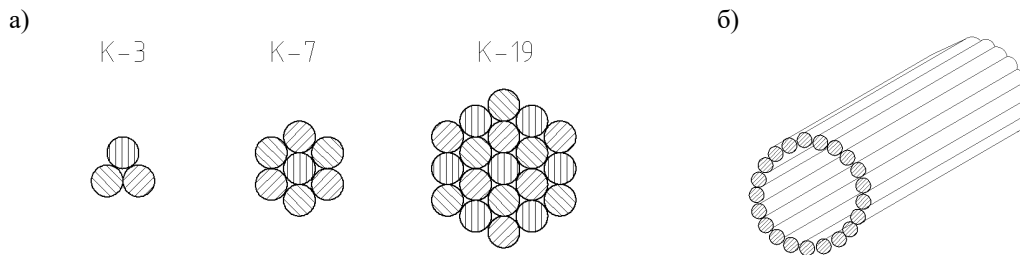


Рис. 16. Арматурные проволочные изделия:
а – арматурные канаты; б – арматурный пучок.

Арматурные пучки (рис. 16, б) состоят из отдельных параллельно расположенных проволок или канатов. Проволоки (14, 18 или 24 шт.) или канаты располагают по окружности с зазорами и обматывают мягкой проволокой.

4.7. Соединения арматуры

1. Сварные стыки (рис. 17, а, б, в)
2. Стыки арматуры внахлестку без сварки (рис. 17, г)

Перепуск концов стержней на $20...50d$. Допускается применять в местах, где прочность арматуры используется не полностью.

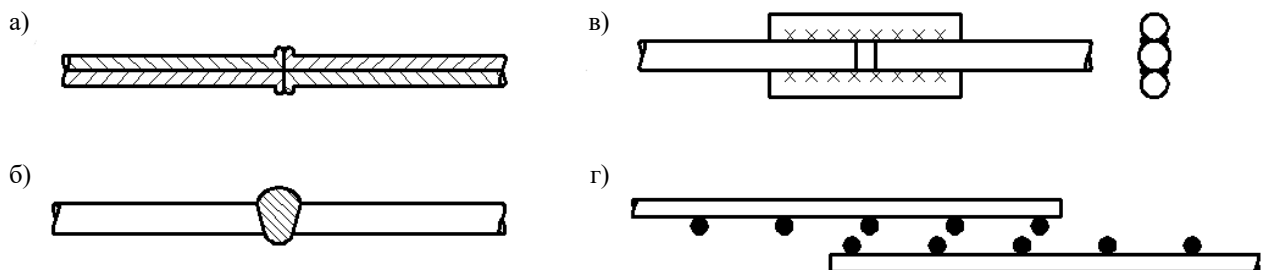


Рис. 17. Соединения арматуры:
а – контактная сварка «встык»; б – дуговая ванная сварка;
в – сварка с накладками; г – «внахлестку» без сварки.

4.8. Неметаллическая арматура

Стеклопластиковая арматура – получается из стекловолокон, объединенных в арматурный стержень с помощью связующих пластиков из синтетических смол.

Достоинства: обладает высокой прочностью и низким модулем упругости.

Недостатки: склонность к разрушению от щелочных реакций и старение, характеризуемое снижением прочности во времени.

Лекция №5. Железобетон. Свойства

5.1. Сцепление арматуры с бетоном

Надежное сцепление арматуры с бетоном, препятствующее сдвигу арматуры в бетоне, является основным фактором, обеспечивающим совместную работу арматуры и бетона в железобетоне.

Надежное сцепление арматуры с бетоном создается *тремя основными факторами*:

- 1) сопротивление бетона усилиям смятия и среза, обусловленное выступами на поверхности арматуры (рис. 18), т.е. механическое зацепление арматуры за бетон (75% от общей величины сцепления). Сцепление рифленной арматуры в 2...3 раза выше, чем гладкой арматуры. Надежно самоанкеруются витые канаты;
- 2) за счет сил трения, возникающих на поверхности арматуры благодаря обжатию стержней бетоном при его усадке;
- 3) склеивание (адгезия) поверхности арматуры с бетоном.

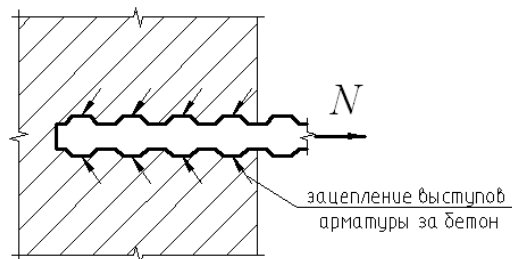


Рис. 18. Сцепление арматуры периодического профиля с бетоном.

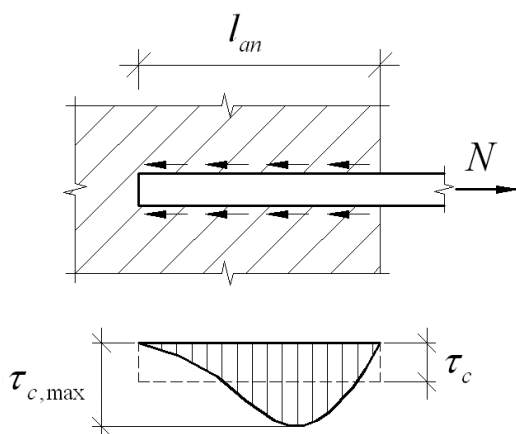


Рис. 19. Распределение напряжений сцепления арматуры с бетоном.

Распределение напряжений сцепления арматуры с бетоном по длине заделки стержня неравномерно (рис. 19). Наибольшие напряжения $\tau_{c,max}$ действуют вблизи заделки и не зависят от длины анкеровки стержня l_{an} . В расчетах используют среднее напряжение сцепления, равное отношению усилия в стержне N к площади заделки:

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

где u – периметр сечения стержня.

Следовательно, длина зоны анкеровки арматуры увеличивается с возрастанием ее прочности и диаметра (т.к. из формулы видно, что напряжение сцепления увеличивается со снижением диаметра арматуры).

5.2. Условия совместной работы бетона и арматуры

- 1) сцепление арматуры с бетоном, исключая продергивание арматуры в бетоне;
- 2) примерное равенство коэффициентов температурного удлинения (укорочения) бетона и арматуры, так как в материалах с разными коэффициентами линейных температурных деформаций при перепадах температуры возникают собственные напряжения, что снижает сцепление между материалами.

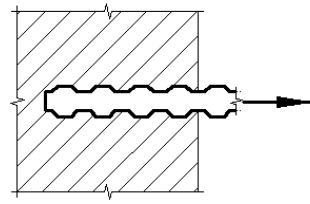
$$\alpha_{bt} = (0,7 \div 1,0) \cdot 10^{-5} \text{ град}^{-1}; \alpha_{st} = 1,2 \cdot 10^{-5} \text{ град}^{-1}.$$

- 3) способность бетона надежно предохранять арматуру от коррозии и действия огня.

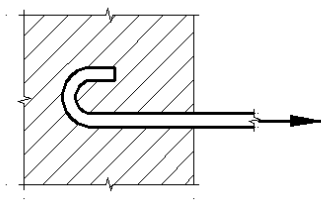
5.3. Анкеровка арматуры в бетоне

Анкеровка – это закрепление концов арматуры в бетоне. Анкеровка обеспечивается:

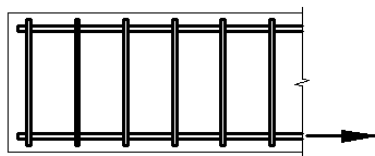
- выступами периодического профиля арматуры;



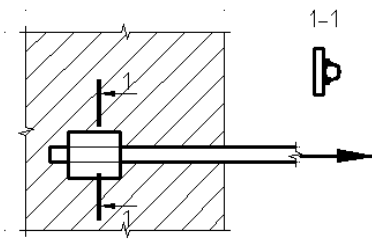
- загибами арматуры (класс А - I);



- стержнями поперечного направления;



- при помощи специальных анкеров на концах стержней.



5.4. Защитный слой бетона в железобетонных элементах

Защитный слой необходим для обеспечения совместной работы арматуры с бетоном, защиты арматуры от внешних воздействий, высокой температуры, агрессивной среды и т.д.

Конструктивные требования к защитному слою бетона в железобетонных конструкциях приведены в СНиП 2.03.01-84* «Бетонные и железобетонные конструкции».

5.5. Собственные напряжения в железобетоне

- 1) при значительном перепаде температур возникают внутренние напряжения, происходит снижение прочности бетона, прочности сцепления арматуры с бетоном.
- 2) т.к. арматура обладает модулем упругости, в 10...20 раз превышающем модуль деформации бетона, то когда бетон испытывает пластические деформации, арматура – только упругие, соответственно арматура воспринимает часть нагрузки и разгружает бетон, сдерживая в нем развитие деформаций ползучести, т.е. происходит перераспределение усилий;
- 3) усадка и ползучесть действуют одновременно и совместно влияют на работу конструкции под нагрузкой;
- 4) релаксация напряжений арматуры и бетона;
- 5) напряжение от ползучести бетона при быстром разгрузении тяжело и длительно нагруженных конструкций. В момент снятия нагрузки обратимые (упругие) деформации бетона вызывают в бетоне начальные напряжения растяжения, которые могут превышать предел прочности бетона на растяжение.

5.6. Коррозия железобетона и меры защиты от нее

Коррозия бетона – из-за недостаточной плотности бетона; от воздействия фильтрующей воды, разрушающей цементный камень (белые хлопья на поверхности бетона); под влиянием газовой или жидкой агрессивной среды.

Коррозия арматуры – продукт коррозии имеет больший объем, чем арматура, соответственно создается значительное давление на окружающий слой бетона, вдоль стержней возникают трещины и отколы бетона с обнажением арматуры.

Меры защиты от коррозии железобетона:

- снижение фильтрующей способности бетона (спец. добавки);
- повышение плотности бетона;
- увеличение толщины защитного слоя бетона;
- применение лакокрасочных покрытий, оклеечной изоляции;
- применение кислотостойких бетонов.

Лекция №6. Основы теории сопротивления железобетона

Основные задачи:

1. Оценка напряженно-деформированного состояния железобетонной конструкции.
2. Определение конфигурации элемента.
3. Определение площади бетона.
4. Определение требуемого количества рабочей арматуры.

6.1. Стадии напряженно-деформированного состояния (НДС)

Рассмотрим три характерных стадии напряженно-деформированного состояния в зоне чистого изгиба железобетонного элемента при постепенном увеличении нагрузки.

I стадия. В начале I стадии бетон растянутой зоны сохраняет сплошность, работает упруго, эпюры нормальных напряжений в бетоне сжатой и растянутой зон близки к треугольным (рис. 20, а). Усилия в растянутой зоне воспринимает в основном бетон. Напряжения в арматуре незначительны.

Стадия I – стадия упругой работы элемента. С увеличением нагрузки развиваются неупругие деформации растянутой зоны, эпюра напряжений становится криволинейной (рис. 20, б). Величина напряжений приближается к временному сопротивлению бетона на

осевое растяжение. Конец I стадии наступает, когда деформации удлинения крайних волокон достигнут $\varepsilon_{btu} \approx 1,5 \cdot 10^{-4}$ (предельная растяжимость). Вместо криволинейной эпюры напряжений в растянутой зоне для упрощения принимают прямоугольную с ординатой R_{btu} ($R_{bt,ser}$).

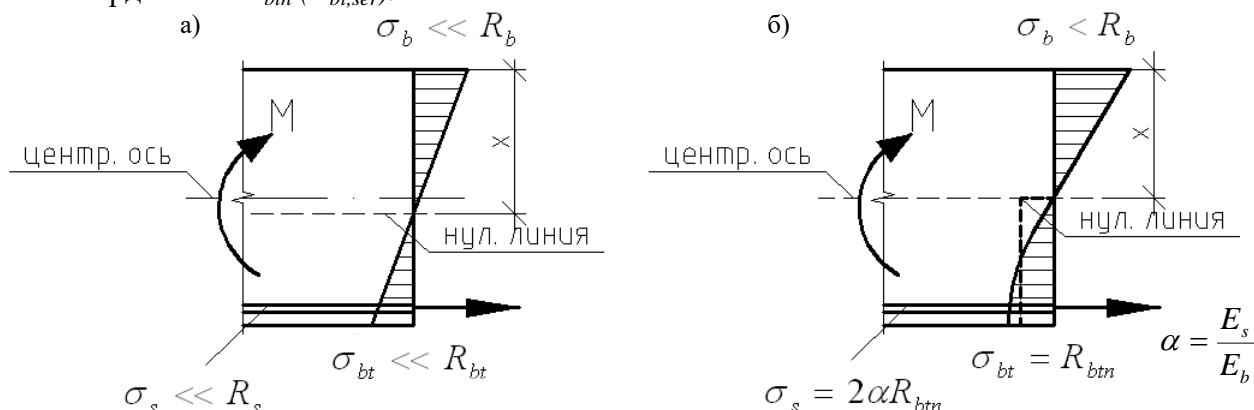


Рис. 20. I стадия НДС:

а – начало I стадии; б – конец I стадии.

По I стадии рассчитывают элементы на образование трещин и деформации – до образования трещин.

II стадия. В бетоне растянутой зоны интенсивно образуются и раскрываются трещины. В местах трещин растягивающие усилия воспринимает арматура и бетон над трещиной под нулевой линией. На участках между трещинами – арматура и бетон работают еще совместно.

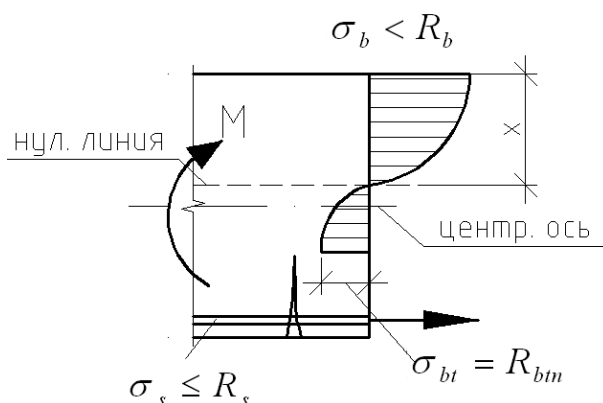


Рис. 21. II стадия НДС.

III стадия. Стадия разрушения элемента. Самая короткая по продолжительности. Напряжения в арматуре достигают предела текучести, а в бетоне – временного сопротивления осевому сжатию. Бетон растянутой зоны из работы элемента почти полностью исключается.

2 характерных случая разрушения:

1. Пластический характер разрушения.

Начинается с проявления текучести арматуры, вследствие чего быстро растет прогиб и развиваются трещины.

Участок элемента, на котором наблюдается текучесть арматуры и пластические деформации сжатого бетона, искривляется при постоянном предельном моменте (рис. 22, а). Такие участки называются *пластическими шарнирами*.

Напряжения в сжатой зоне бетона достигают временного сопротивления сжатию и происходит его раздробление.

2. При избыточном содержании растянутой арматуры происходит хрупкое (внезапное) разрушение от полного исчерпания несущей способности сжатой зоны бетона при неполном использовании прочности растянутой арматуры (рис. 22, б).

III стадия используется в расчетах на прочность.

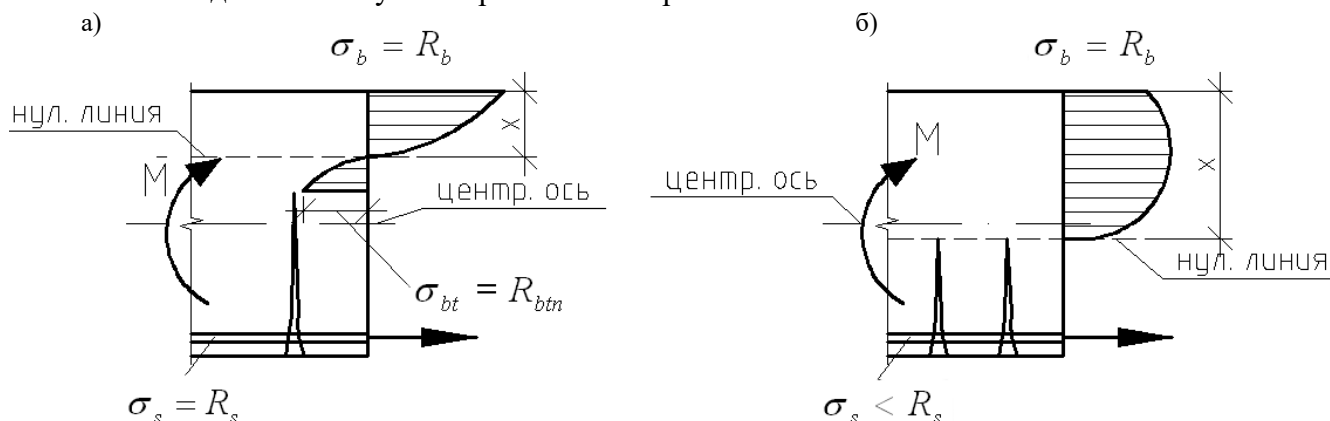


Рис. 22. III стадия НДС:

а – 1 случай разрушения; б – 2 случай разрушения.

6.2. Метод расчета железобетонных конструкций по предельным состояниям

При расчете по этому методу четко устанавливают предельные состояния конструкций и используют систему расчетных коэффициентов, введение которых гарантирует, что такое состояние не наступит при самых неблагоприятных сочетаниях нагрузок и при наименьших значениях прочностных характеристик материалов.

Для предельных состояний I группы условие прочности обеспечивается, если усилие, возникающее в элементе от внешних воздействий, не будет превышать предельного усилия, которое может выдержать элемент, т. е. при соблюдении неравенства:

$$F \leq F_u,$$

где F – усилие от расчетных нагрузок (M , N или Q); F_u – предельное усилие, которое может выдержать элемент (минимальная несущая способность сечения элемента).

По II группе предельных состояний выполняют расчеты по образованию трещин, раскрытию трещин и расчет по перемещениям.

Считается, что трещины, нормальные к продольной оси, не появляются, если усилие, возникающее в элементе от внешних воздействий, не будет превышать внутреннего усилия, которое может воспринять сечение перед образованием трещин:

$$F \leq F_{crc},$$

где F – усилие от нормативных нагрузок (M или N); F_{crc} – внутреннее усилие, которое может выдержать элемент перед образованием трещин, т.е. при напряжениях в растянутой зоне сечения равных R_{bt} .

Считается, что ширина раскрытия трещин, возникающих в элементе от внешних воздействий, не будет превышать допустимой, если ее значение меньше предельной:

$$a_{crc} \leq a_{crc,u},$$

где a_{crc} – расчетное значение ширины раскрытия трещины; $a_{crc,u}$ – предельно допустимая ширина раскрытия трещины (приведена в СНиП 2.03.01-84* «Бетонные и железобетонные конструкции»).

Расчет по перемещениям заключается в определении прогиба элемента и сравнении его с предельным прогибом:

$$f \leq f_u,$$

где f – прогиб элемента от внешних воздействий; f_u – предельный прогиб элемента, допустимый по условиям эксплуатации (приведен в СНиП 2.01.07-85* «Нагрузки и воздействия»).

6.2.1. Две группы предельных состояний

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

Железобетонные конструкции должны удовлетворять требованиям расчета по двум группам предельных состояний.

Предельные состояния I группы (группа непригодности к эксплуатации):

- потеря прочности или несущей способности вследствие разрушения бетона или разрыва арматуры;
- потеря устойчивости;
- усталостное разрушение.

Предельные состояния II группы (группа непригодности к нормальной эксплуатации):

- чрезмерные прогибы или выгибы;
- образование трещин;
- чрезмерное раскрытие трещин.

Расчет по предельным состояниям конструкции производят для всех стадий: изготовление, хранение, транспортирование, монтаж и эксплуатация.

Усилия в статически-неопределимых конструкциях определяют с учетом неупругих деформаций бетона и арматуры, что очень существенно при длительном воздействии нагрузки, а также учитывается перераспределение усилий.

6.2.2. Классификация нагрузок. Нормативные и расчетные нагрузки.

- 1) *По природе возникновения:*
 - а) технологические (от веса людей в жилых и общественных зданиях, оборудования и кранов в промышленных зданиях);
 - б) атмосферные (от снега, ветра, изменений температуры, гололед);
 - в) собственный вес несущих и ограждающих конструкций;
 - г) сейсмические, взрывные воздействия, пожар, просадка грунтов.
- 2) *По длительности нагрузки* бывают:
 - а) постоянные (собственный вес, давление грунтов, предварительное напряжение);
 - б) временные:
 - длительные (вес стационарного оборудования на перекрытиях; давление газов, жидкостей, сыпучих тел; длительная часть крановых, снеговых нагрузок и т.д.);
 - кратковременные (люди, кратковременная часть крановых, снеговых нагрузок, ветровые нагрузки);
 - особые (сейсмические, взрывные воздействия, отказ оборудования, просадка оснований).
- 3) *По направлению:*
 - а) вертикальные (нагрузки от веса конструкций и временные (полезные) нагрузки);
 - б) горизонтальные (ветровая нагрузка);
 - в) наклонные.
- 4) *По качеству:*
 - а) распределенные;
 - б) сосредоточенные.
- 5) *По применению в расчетах:*
 - а) нормативные;
 - б) расчетные.

Иногда применяют термин "полезная нагрузка", т.е. нагрузка, являющаяся условием функционального использования той или иной конструкции или всего сооружения в целом.

Нагрузки, отвечающие нормальным условиям эксплуатации, называют *нормативными*. Нормативные нагрузки от технологического оборудования принимаются по паспортам заводов-изготовителей, атмосферные – по результатам многолетних наблюдений, полезные нагрузки от людей из расчета возможного скопления на единице площади и т.д.

Нагрузки, отвечающие предельным максимальным значениям, появление которых возможно в результате влияния неучтенных факторов – называют *расчетными*.

Переход от нормативной нагрузки к расчетной осуществляется путем умножения на коэффициент надежности по нагрузке:

$$q^p = q^n \cdot \gamma_f.$$

Как правило, на сооружение действует не одна, а несколько нагрузок. При расчете конструкций необходимо выбрать наиболее неблагоприятное их *сочетание*. Поэтому в нормах на проектирование установлены две категории расчетных сочетаний нагрузок:

- *основные сочетания*, состоящие из постоянных, длительных и кратковременных нагрузок;
- *особые сочетания*, включающие кроме постоянных, длительных и кратковременных нагрузок одну из особых нагрузок.

Если в основное сочетание входит одна временная нагрузка, ее принимают без снижения. При двух и более временных нагрузках основного сочетания их умножают на *коэффициент сочетания* ψ , учитывающий меньшую вероятность совместного действия расчетных значений. Для временных длительных нагрузок $\psi_1 = 0,95$, для кратковременных $\psi_2 = 0,9$. В особых сочетаниях $\psi_1 = 0,95$, а $\psi_2 = 0,8$, при этом особую нагрузку принимают без снижения.

6.2.3. Нормативные и расчетные сопротивления бетона

Нормативные сопротивления бетона – это сопротивление осевому сжатию бетонных призм (призменная прочность) R_{bn} и сопротивление осевому растяжению R_{btm} , которые определяются в зависимости от класса бетона по прочности (при обеспеченности 0,95).

Расчетные сопротивления бетона получают путем деления нормативных сопротивлений на соответствующие коэффициенты надежности по материалу:

$$R_b = \frac{R_{bn}}{\gamma_{bc}} - \text{расчетное сопротивление бетона осевому сжатию, где } \gamma_{bc} - \text{коэффициент}$$

надежности по бетону при сжатии, зависящий от вида бетона.

$$R_{bt} = \frac{R_{btm}}{\gamma_{bt}} - \text{расчетное сопротивление бетона осевому растяжению, где } \gamma_{bt} -$$

коэффициент надежности по бетону при растяжении, зависящий от вида бетона.

При расчете элементов конструкций расчетные сопротивления бетона R_b и R_{bt} в отдельных случаях уменьшают или увеличивают умножением на соответствующие коэффициенты условия работы бетона γ_{bi} , которые учитывают следующие факторы: длительность действия нагрузки; многократную повторяемость нагрузки; условия, характер и стадию работы конструкции; способ ее изготовления; размеры сечения и т.д.

6.2.4. Нормативные и расчетные сопротивления арматуры

Нормативные сопротивления арматуры R_{sn} устанавливают с учетом статистической изменчивости прочности и принимают равными наименьшим контролируемым значениям предела текучести, физического или условного (равного значению напряжений, соответствующих остаточному относительному удлинению 0,2%). Доверительная вероятность нормативного сопротивления арматуры – 0,95.

Расчетные сопротивления арматуры растяжению определяют делением нормативных сопротивлений на соответствующие коэффициенты надежности по материалу:

$$R_s = \frac{R_{sn}}{\gamma_s},$$

где γ_s - коэффициент надежности по арматуре, зависящий от класса арматуры.

Расчетные сопротивления арматуры сжатию при наличии сцепления арматуры с бетоном: $R_{sc} = R_s$, но не более 400 МПа.

При расчете элементов конструкций расчетные сопротивления арматуры в отдельных случаях уменьшают или увеличивают умножением на соответствующие коэффициенты условия работы арматуры γ_{si} , которые учитывают возможность неполного использования прочностных характеристик арматуры в связи с неравномерным распределением напряжений в сечении, низкой прочностью бетона, условиями анкеровки и т.д.

При расчете элементов на действие поперечной силы расчетное сопротивление растяжению поперечной арматуры снижают введением коэффициента условий работы в связи с неравномерным нагружением поперечных стержней $\gamma_{s1} = 0,8$: $R_{sw} = 0,8R_s$.

6.2.5. Коэффициенты метода предельных состояний

При расчете по предельным состояниям конструкцию рассматривают в предельном состоянии. Все факторы, определяющие работу конструкции (нагрузки, свойства материалов, условия работы и т. д.), учитывают раздельно. Для этого вводят систему дифференцированных коэффициентов надежности: по нагрузке; по материалу; по степени ответственности. Отдельно учитывают вероятность совместного действия нескольких временных нагрузок (коэффициентом сочетаний ψ) и особенности работы конструкций (коэффициентом условий работы).

- коэффициент надежности по нагрузке γ_f учитывает возможное отклонение нагрузок в неблагоприятную сторону от их нормативных значений, как в силу естественной изменчивости нагрузок, так и отступлений от условий нормальной эксплуатации.

Коэффициенты γ_f установлены в СНиП 2.01.07–85* “Нагрузки и воздействия”.

- коэффициент надежности по назначению γ_n (коэффициент ответственности) учитывает степень ответственности сооружения и обеспечивает заданный уровень надежности. На этот коэффициент умножается величина действующих нагрузок.

Здания и сооружения по степени ответственности, которая определяется размером материального и социального ущерба при отказе, делят на три класса (уровня).

Класс I. Основные здания и сооружения объектов, имеющих особо важное народнохозяйственное и (или) социальное назначение, - главные корпуса ТЭС, АЭС, центральные узлы доменных печей, дымовые трубы высотой более 200 м, телевизионные башни, резервуары для нефти и нефтепродуктов вместимостью свыше 10 тыс. м³, крытые спортивные сооружения с трибунами, здания театров, кинотеатров, цирков, крытых

рынков, учебных заведений, детских дошкольных учреждений, больниц, родильных домов, музеев, государственных архивов и т. п. $\gamma_n = 1$

Класс II. Здания и сооружения объектов, имеющих ограниченное народнохозяйственное и (или) социальное значение (объекты промышленного, сельскохозяйственного, жилищно-гражданского назначения и связи, не вошедшие в I и III классы). $\gamma_n = 0,95$

Класс III. Здания и сооружения объектов, имеющих ограниченное народнохозяйственное и (или) социальное значение, - склады без процессов сортировки и упаковки для хранения сельскохозяйственных продуктов, удобрений, химикатов, угля, торфа и др., теплицы, парники, одноэтажные жилые дома, опоры проводной связи, опоры освещения населенных пунктов, временные здания и сооружения, ограды и т. п. $\gamma_n = 0,9$

▪ коэффициенты условий работы γ_{bi} , γ_{si} позволяют оценить некоторые особенности материалов и конструкций в целом, которые не могут быть отражены в расчетах прямым путем. Значения коэффициентов γ_{bi} , γ_{si} приведены в СНиП 2.03.01-84* «Бетонные и железобетонные конструкции».

▪ коэффициенты надежности по материалам γ_{bc} , γ_{bt} , γ_s учитывают изменчивость их прочностных свойств. Значения коэффициентов γ_{bc} , γ_{bt} , γ_s приведены в СНиП 2.03.01-84* «Бетонные и железобетонные конструкции».

Лекция №7. Изгибаемые элементы

7.1. Конструктивные требования к армированию элементов

В целях обеспечения прочности при эксплуатации, транспортировании, хранении и монтаже, для восприятия неучитываемых расчетом различных усилий (усадочных, температурных), а также требуемой долговечности и совместной работы арматуры и бетона минимальный процент армирования μ рабочей продольной арматуры принимают равным:

$$\mu_{\min} = \frac{100 \cdot A_{s,\min}}{A_b}; \quad A_{s,\min} = \frac{\mu_{\min} \cdot A_b}{100},$$

где $A_{s,\min}$ – минимальная площадь сечения рабочей продольной арматуры; $A_b = b \cdot h_0$ – площадь нормального сечения без учета свесов полки тавровых и двутавровых сечений.

Минимальный процент армирования рабочей продольной арматуры в изгибаемых элементах $\mu_{\min} = 0,05$. Максимальное содержание рабочей продольной арматуры в нормальных сечениях элементов принимают не более 3%.

Конструктивные требования к минимальным расстояниям между стержнями арматуры приведены в СНиП 2.03.01-84* «Бетонные и железобетонные конструкции».

7.2. Конструирование плит

Плита – плоская конструкция, толщина которой значительно меньше ширины и длины.

Минимальная толщина плит:

40 мм – плиты покрытий;

50 мм – плиты перекрытий жилых и общественных зданий;

60 мм – плиты перекрытий промышленных зданий.

Продольное армирование плиты – стержни укладываются параллельно направлению изгиба плиты.

Плиты могут быть однопролетными и многопролетными (рис. 23), балочными и опертыми по контуру, сборными и монолитными.

Плиты обычно армируют сварными сетками.

Диаметр рабочих стержней сварных сеток не менее 3 мм, вязаных сеток не менее 6 мм.

Расстояние между осями рабочих стержней S_1 должно быть не более 200 мм, если высота плиты h менее 150 мм. При высоте плиты 150 мм и более $S_1 = 1,5h$. Поперечные стержни располагают с шагом $S_2 = 250 \dots 300$ мм (рис. 23, а), но не реже чем через 350 мм. Общее сечение поперечных стержней принимают не менее 10% сечения рабочей арматуры.

Толщина защитного слоя для продольной рабочей арматуры в плитах принимается не менее 10...15 мм.

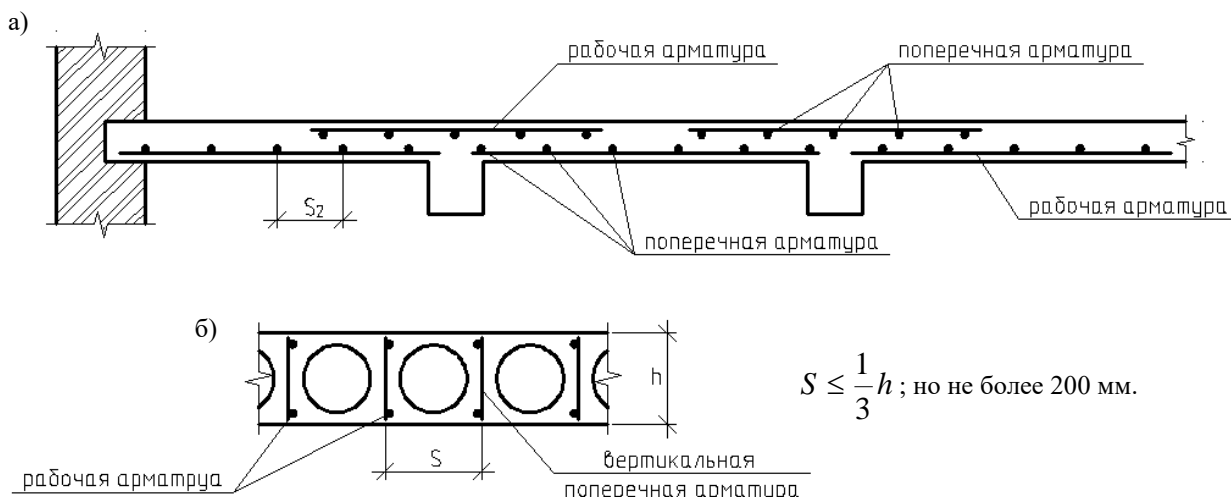


Рис. 23. Армирование плит:

а – многопролетная монолитная плита; б – однопролетная многонестная плита.

7.3. Конструирование балок

Балка – это линейная конструкция, размеры поперечного сечения которой существенно меньше длины.

Конструктивные требования к размерам.

Высота h кратно 50 мм, если $h < 600$ мм и кратно 100 мм, если $h > 600$ мм.

Ширина $b \approx (0,3 \dots 0,5)h$, а именно 100, 120, 150, 200, 220, 250 мм и далее кратно 50 мм.

Железобетонные балки бывают прямоугольного, таврового, двутаврового, трапециевидного сечения (рис. 24).

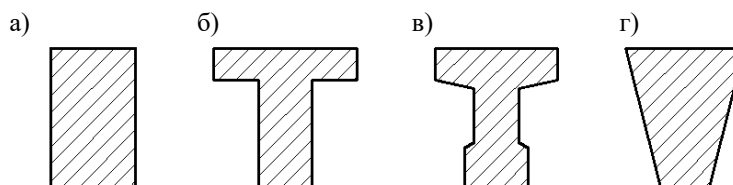


Рис. 24. Поперечное сечение балок:

а – прямоугольное; б – тавровое; в – двутавровое; трапециевидное.

Балки армируются сварными и вязаными каркасами.

Минимальный диаметр рабочей арматуры – 12 мм. Минимальный диаметр поперечной арматуры в сварных каркасах задается из условия свариваемости.

Шаг поперечных стержней:

- на приопорных участках длиной 1/4 пролета (в зоне максимальной поперечной силы):
 при $h \leq 450$ мм. не более $h/2$ и не более 150 мм;
 при $h > 450$ мм. не более $h/3$ и не более 500 мм;
- на остальной части пролета. не более $3h/4$ и не более 500 мм.

Расстояния между продольными стержнями сварных и вязаных каркасов приведены в СНиП 2.03.01-84* «Бетонные и железобетонные конструкции».

7.4. Расчет сечений изгибаемых балок по предельным состояниям I группы

7.4.1. Общий способ расчета прочности по нормальным сечениям

Рассмотрим однопролетную железобетонную балку (рис. 25), свободно лежащую на двух опорах, симметрично нагруженную двумя сосредоточенными силами. На определенной ступени загрузки в балке образуются нормальные и наклонные трещины, в соответствии с этим прочность изгибаемых элементов рассчитывают как по нормальным, так и по наклонным сечениям.

Прочность изгибаемых железобетонных конструкций рассчитывают по III стадии НДС.

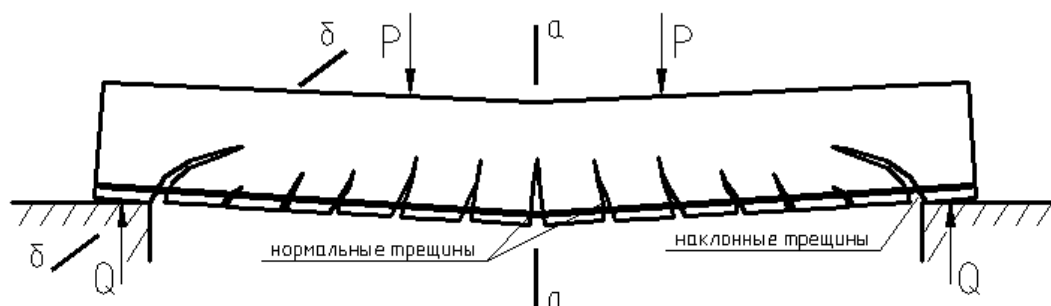


Рис. 25. Схема изгибаемой железобетонной балки:
a-a — нормальное сечение; *б-б* — наклонное сечение.

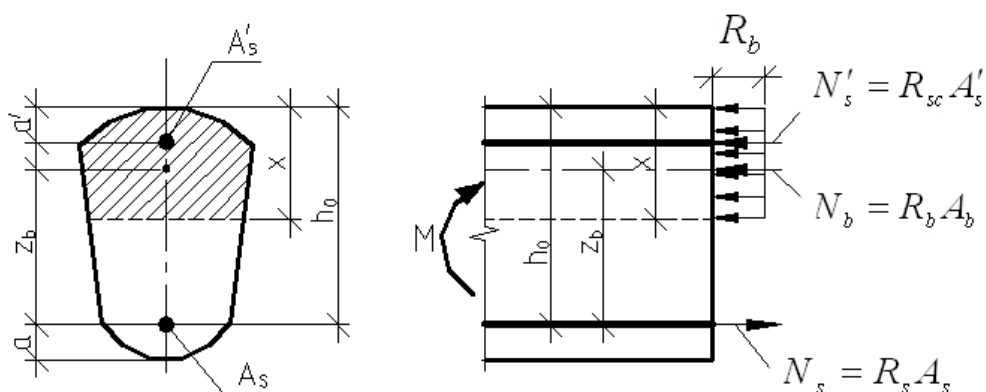


Рис. 26. Схема усилий при расчете прочности изгибаемых элементов по нормальному сечению.

В расчетной схеме усилий (рис. 26) принимают, что на элемент действует изгибающий момент M , а в арматуре и бетоне действуют усилия, соответствующие напряжениям, равным расчетным сопротивлениям (при условии, что характер разрушения сечения соответствует 1 случаю III стадии НДС, когда в растянутой арматуре и сжатом бетоне достигнуты предельные сопротивления).

В бетоне сжатой зоны сложную криволинейную эпюру напряжений заменяют прямоугольной, т.е. напряжение в бетоне R_b принимают одинаковым по всей высоте сжатой зоны. При этом принимают, что бетон растянутой зоны не работает $\sigma_{bt} = 0$.

Сечение элемента может быть любой симметричной формы.

В растянутой зоне имеется арматура площадью сечения A_s с расчетным сопротивлением растяжению R_s , в сжатой зоне - арматура площадью сечения A'_s с расчетным сопротивлением сжатию R_{sc} .

Равнодействующие нормальных напряжений в арматуре и бетоне:

$$N_s = R_s A_s; \quad N'_s = R_{sc} A'_s; \quad N_b = R_b A_b,$$

где A_b - площадь сечения бетона сжатой зоны.

Из уравнения равенства нулю суммы проекций всех нормальных усилий на продольную ось элемента можно определить площадь сечения бетона A_b сжатой зоны, а по ней высоту сжатой зоны x .

$$R_s A_s - R_b A_b - R_{sc} A'_s = 0.$$

Общее условие прочности изгибаемых элементов по нормальным сечениям: момент внешних сил не должен превосходить момента внутренних усилий, т.е. прочность элемента достаточна, если внешний расчетный изгибающий момент не превосходит расчетной несущей способности сечения, выраженной в виде обратно направленного момента внутренних сил.

$$M_{внеш} \leq M_{внутр}.$$

Условие прочности при моментах, взятых относительно оси, проходящей через точку приложения равнодействующей усилий в растянутой арматуре A_s :

$$M_{внеш} \leq R_b A_b z_b + R_{sc} A'_s (h_0 - a').$$

Высоту сжатой зоны x для сечений, характер разрушения которых соответствует 2 случаю III стадии НДС, когда разрушение происходит по сжатому бетону хрупко, а напряжения в растянутой арматуре предельного значения не достигают, также определяют из условия равенства нулю суммы проекций всех нормальных усилий на продольную ось элемента, но в этом случае R_s заменяют напряжением $\sigma_s < R_s$.

На основе экспериментов установлено, что напряжение σ_s зависит от относительной высоты сжатой зоны бетона $\xi = x / h_0$.

Граничная относительная высота сжатой зоны бетона $\xi_R = x_R / h_0$, при которой растягивающие напряжения в арматуре начинают достигать предельных значений $\sigma_s \rightarrow R_s$, зависит от класса бетона и класса арматуры и находится по формуле (25) СНиП 2.03.01-84* «Бетонные и железобетонные конструкции».

Таким образом, сечения, работающие по 1 случаю III стадии НДС, удовлетворяют условию:

$$\xi \leq \xi_R.$$

Сечения, не удовлетворяющие данному условию, соответствуют 2 случаю.

7.4.2. Расчет прочности по нормальным сечениям элементов прямоугольного и таврового профилей

Элементы прямоугольного профиля с одиночной арматурой (рис. 27).

Высоту сжатой зоны x определяют из уравнения равенства нулю суммы проекций всех нормальных усилий на продольную ось элемента:

$$R_s A_s - R_b b x = 0 \Rightarrow R_s A_s = R_b b x \Rightarrow x = \frac{R_s A_s}{R_b b}.$$

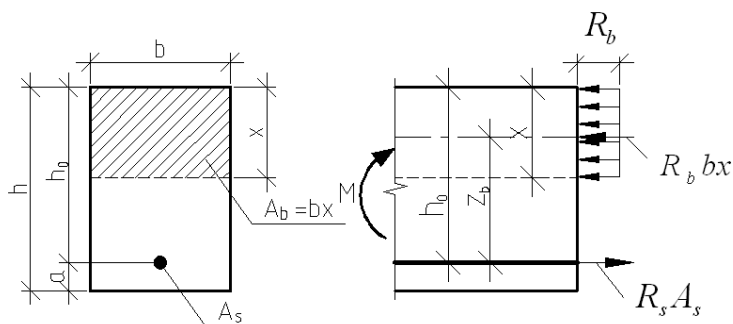


Рис. 27. Прямоугольное сечение с одиночной арматурой и схема усилий.

Условие прочности по сжатой зоне:

$$M_{внеш} \leq R_b b x (h_0 - 0,5x). \quad (1)$$

Условие прочности по растянутой арматуре:

$$M_{внеш} \leq R_s A_s (h_0 - 0,5x). \quad (2)$$

Данные формулы применяют при условии $\xi \leq \xi_R$.

В практике для расчета прямоугольных сечений с одиночной арматурой используют *табличный метод*. С этой целью формулы (1) и (2) преобразуют следующим образом:

$$\begin{aligned} M &= R_b \cdot b \cdot x (h_0 - 0,5x) = R_b \cdot b \cdot x \cdot h_0 (1 - 0,5 \frac{x}{h_0}) = R_b \cdot b \cdot x \cdot h_0 (1 - 0,5\xi) = R_b \cdot b \cdot x \cdot h_0 \cdot \zeta = \\ &= R_b \cdot b \cdot \frac{x}{h_0} \cdot h_0 \cdot h_0 \cdot \zeta = R_b \cdot b \cdot \xi \cdot h_0^2 \cdot \zeta = R_b \cdot b \cdot h_0^2 \cdot \alpha_m, \end{aligned}$$

где $\xi = \frac{x}{h_0}$; $\zeta = (1 - 0,5\xi)$; $\alpha_m = \xi \cdot \zeta$.

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2}. \quad (3)$$

$$M = R_s \cdot A_s (h_0 - 0,5x) = R_s \cdot A_s \cdot h_0 (1 - 0,5 \frac{x}{h_0}) = R_s \cdot A_s \cdot h_0 \cdot \zeta.$$

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot h_0 \cdot \zeta}. \quad (4)$$

Для коэффициентов α_m , ξ и ζ составлена таблица (приложение 1). По формуле (3) определяют α_m , затем по таблице в зависимости от α_m находят соответствующие ξ и ζ . Проверяют условие $\xi \leq \xi_R$. Если условие выполняется, находят требуемое количество арматуры по формуле (4).

Элементы прямоугольного профиля с двойной арматурой (рис. 28).

Если при расчете прочности элемента прямоугольного профиля с одиночной арматурой оказалось, что $\xi > \xi_R$, значит прочности сжатой зоны бетона недостаточно и арматура в этой зоне требуется по расчету.

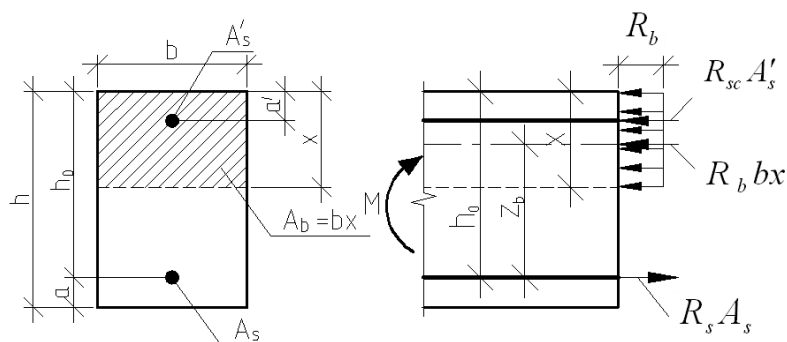


Рис. 28. Прямоугольное сечение с двойной арматурой и схема усилий.

Условие прочности по сжатой зоне изгибаемого элемента, армированного двойной арматурой:

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

Из уравнения равенства нулю суммы проекций всех нормальных усилий на продольную ось элемента:

$$R_s A_s - R_b b x - R_{sc} A'_s = 0 \Rightarrow R_s A_s - R_{sc} A'_s = R_b b x \Rightarrow x = \frac{R_s A_s - R_{sc} A'_s}{R_b b}.$$

Если при расчете прочности элемента прямоугольного профиля с одиночной арматурой оказалось, что $\xi > \xi_R$, принимают $\xi = \xi_R$, затем по таблице находят соответствующее значение α_{mR} . Формулу (5) преобразуем следующим образом:

$$M_{внеш} \leq R_b \cdot b \cdot x_R (h_0 - 0,5x_R) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'); \\ M_{внеш} \leq \alpha_{mR} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0^2 + R_{sc} A'_s (h_0 - a'). \quad (6)$$

Требуемую площадь сжатой арматуры A'_s можно определить из формулы (6):

$$A'_s = \frac{M - \alpha_{mR} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0^2}{R_{sc} A'_s (h_0 - a')}.$$

Из уравнения равенства нулю суммы проекций всех нормальных усилий на продольную ось элемента находят требуемую площадь растянутой арматуры:

$$R_s A_s - R_b b x_R - R_{sc} A'_s = 0 \Rightarrow A_s = \frac{R_{sc} A'_s + R_b b x_R}{R_s} = \frac{R_{sc} A'_s + R_b b \xi_R h_0}{R_s}.$$

Элементы таврового профиля.

Расчеты прочности некоторых железобетонных конструкций (многopустотные и ребристые плиты перекрытий) сводятся в итоге к расчету таврового сечения (рис. 29). Тавровое сечение образуется из *полки* и *ребра*. Основное преимущество таврового сечения перед прямоугольным – это отсутствие «лишнего» бетона в растянутой зоне, поэтому в сравнении с прямоугольным тавровое сечение значительно выгоднее, т.к. при одной и той же несущей способности (бетон растянутой зоны не влияет на несущую способность) расход бетона значительно меньше.

При большой ширине полок участки свесов, более удаленные от ребра, напряжены меньше. Поэтому в расчеты вводят только часть полки, участвующей в работе – не более половины расстояния в свету между ребрами *c* и не более 1/6 пролета рассматриваемого элемента (рис. 30, а).

При консольных свесах полок (рис. 30, б) вводимая в расчет ширина свеса должна составлять:

- при $h'_f \geq 0,1h$ не более $6h'_f$;
- при $0,05h \leq h'_f < 0,1h$ не более $3h'_f$;
- при $h'_f < 0,05h$ свесы полок в расчете не учитывают.

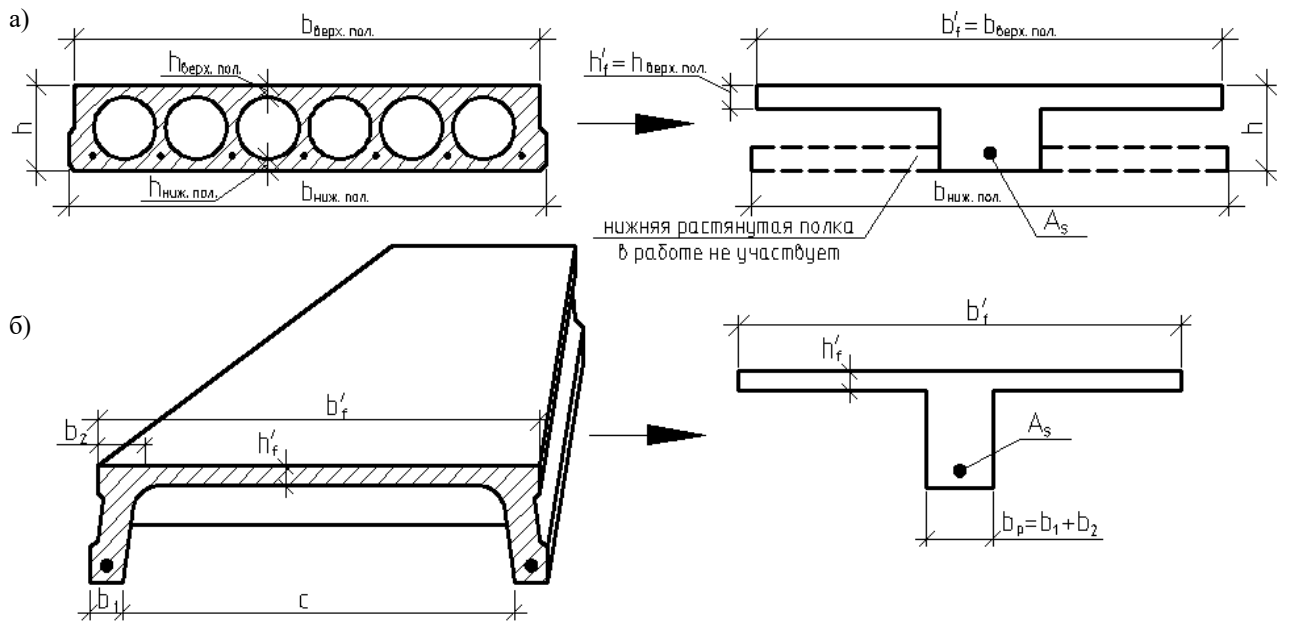


Рис. 29. Плиты перекрытий и их расчетные сечения:

а – многоячеечная плита; б – ребристая плита.

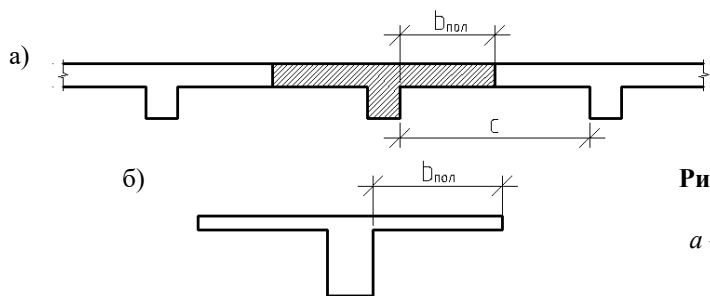


Рис. 30. Участки свесов тавровых сечений, вводимые в расчеты:

а – в составе монолитного перекрытия; б – при консольных свесах полок.

Два расчетных случая в элементах таврового профиля

Расчетный случай зависит от положения границы сжатой зоны бетона.

1 случай. Граница сжатой зоны проходит в полке $x \leq h'_f$. В этом случае тавровое сечение рассчитывают как прямоугольное с размерами $b'_f \times h$ (рис. 31), поскольку бетон в растянутой зоне на несущую способность не влияет.

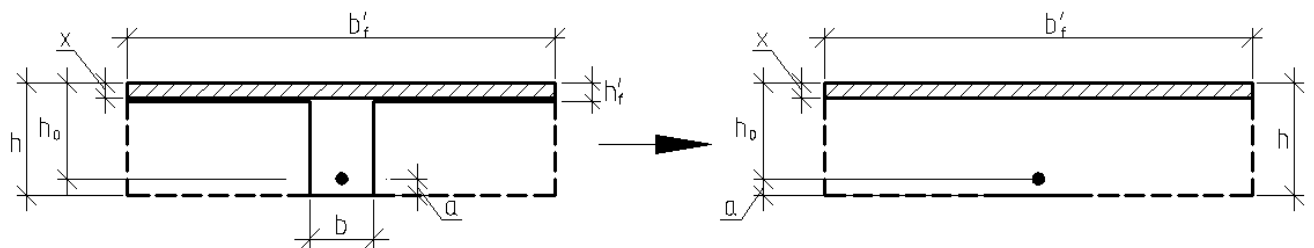


Рис. 31. 1 случай положения границы сжатой зоны бетона в элементах таврового профиля.

2 случай. Граница сжатой зоны находится в ребре (рис. 32). Расчет проводят по формулам таврового профиля.

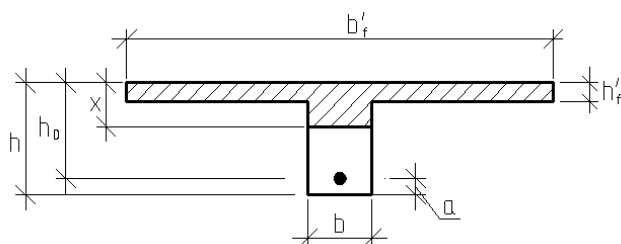


Рис. 32. 2 случай положения границы сжатой зоны бетона в элементах таврового профиля.
Определение расчетного случая

При решении прямой задачи, т.е. когда необходимо определить требуемое количество растянутой арматуры, предполагают, что нижняя граница сжатой зоны проходит по нижней грани полки (рис. 33), определяют величину несущей способности таврового сечения на изгиб и сравнивают с величиной изгибающего момента от действия внешних нагрузок.

$$M_{\text{внеш}} \leq M_u = R_b \cdot b'_f \cdot h'_f (h_0 - 0,5h'_f) - \text{граница сжатой зоны находится в полке;}$$

$$M_{\text{внеш}} \geq M_u = R_b \cdot b'_f \cdot h'_f (h_0 - 0,5h'_f) - \text{граница сжатой зоны находится в ребре.}$$

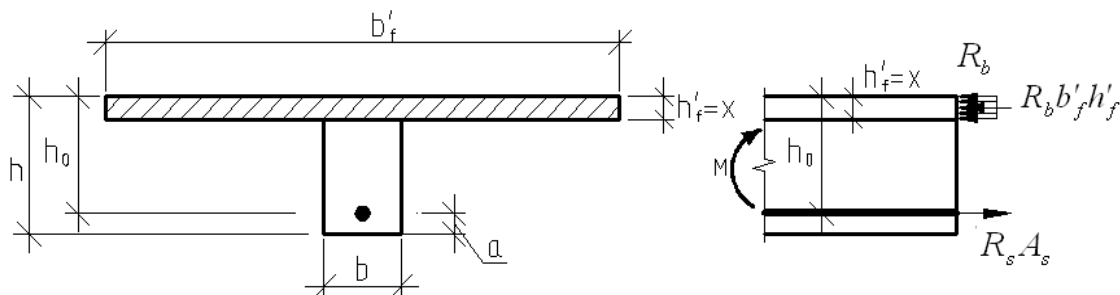


Рис. 33. К определению расчетного случая в элементах таврового профиля.

При решении обратной задачи, т.е. когда требуется проверить несущую способность элемента при известном количестве арматуры в элементе, граница сжатой зоны определяется из уравнения равенства нулю суммы проекций всех нормальных усилий на продольную ось элемента: $R_s A_s - R_b b'_f x = 0$; $x = \frac{R_s A_s}{R_b b'_f}$, при $x \leq h'_f$ расчетным сечением является прямоугольник, а при $x > h'_f$ - сечение таврового профиля.

Расчет арматуры растянутой зоны в элементах таврового профиля (рис. 34).

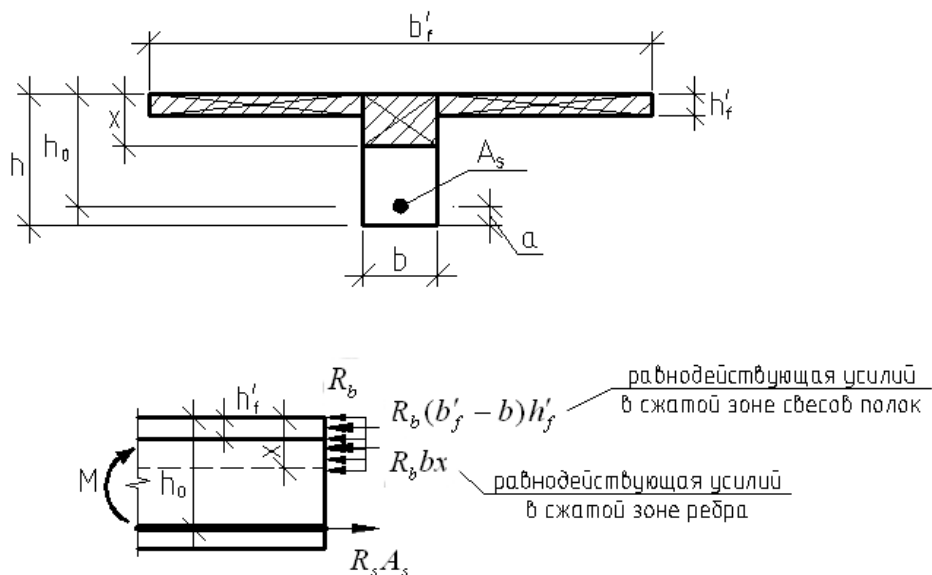


Рис. 34. К расчету растянутой арматуры в элементах таврового профиля.

Условие прочности по сжатой зоне:

$$M \leq R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5h'_f) + R_b b x (h_0 - 0,5x) \quad (7)$$

Заменяя $R_b b x (h_0 - 0,5x)$ на $R_b b h_0^2 \alpha_m$ из условия прочности (7) определяют значение

α_m :

$\alpha_m = \frac{M - R_b(b'_f - b)h'_f(h_0 - 0,5h'_f)}{R_b b h_0^2}$, затем по таблице находят соответствующее значение

ξ . Проверяют условие $\xi \leq \xi_R$.

Из уравнения равенства нулю суммы проекций всех нормальных усилий на продольную ось элемента:

$$R_b(b'_f - b)h'_f + R_b b x - R_s A_s = 0$$

определяют неизвестное количество требуемой растянутой арматуры:

$$A_s = \frac{R_b(b'_f - b)h'_f + R_b b x}{R_s} = \frac{R_b(b'_f - b)h'_f + R_b b \xi h_0}{R_s}.$$

Если $\xi > \xi_R$, необходима арматура в сжатой зоне.

Расчет арматуры сжатой зоны в элементах таврового профиля (рис. 35).

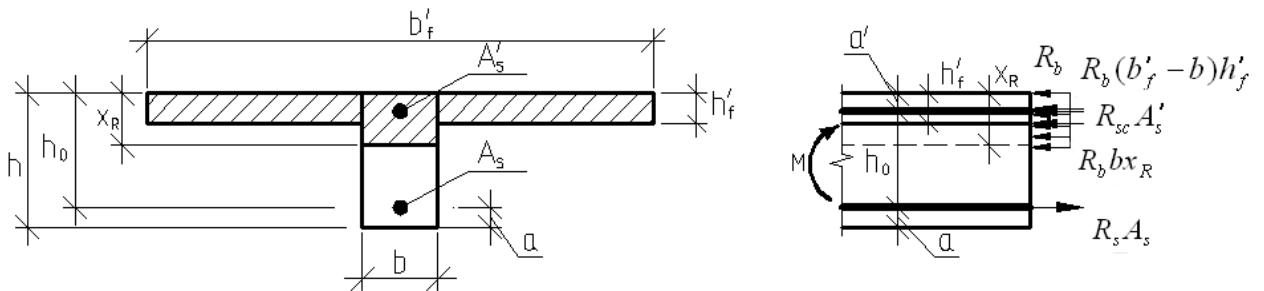


Рис. 35. К расчету сжатой арматуры в элементах таврового профиля.

Принимаем $\xi = \xi_R$, т.е. бетон сжатой зоны работает до предела.

Условие прочности:

$$M \leq R_b(b'_f - b)h'_f(h_0 - 0,5h'_f) + R_b b x_R(h_0 - 0,5x_R) + R_{sc} A'_s(h_0 - a'). \quad (8)$$

Используя $R_b b x_R(h_0 - 0,5x_R) = R_b b h_0^2 \alpha_{mR}$ из условия прочности (8) определяют неизвестное количество требуемой сжатой арматуры:

$$A'_s = \frac{M - R_b(b'_f - b)h'_f(h_0 - 0,5h'_f) - R_b b h_0^2 \alpha_{mR}}{R_{sc}(h_0 - a')}.$$

Из уравнения равенства нулю суммы проекций всех нормальных усилий на продольную ось элемента:

$$R_b(b'_f - b)h'_f + R_b b x_R + R_{sc} A'_s - R_s A_s = 0$$

определяют неизвестное количество требуемой растянутой арматуры:

$$A_s = \frac{R_b(b'_f - b)h'_f + R_b b x_R + R_{sc} A'_s}{R_s} = \frac{R_b(b'_f - b)h'_f + R_b b \xi_R h_0 + R_{sc} A'_s}{R_s}.$$

7.4.3. Расчет прочности элементов по наклонным сечениям

На приопорных участках под действием поперечной силы и изгибающего момента в сечениях, наклонных к продольной оси элемента, развиваются напряженно-деформированные состояния, как и в нормальных сечениях.

Главные растягивающие и главные сжимающие напряжения действуют под углом к оси (рис. 36).

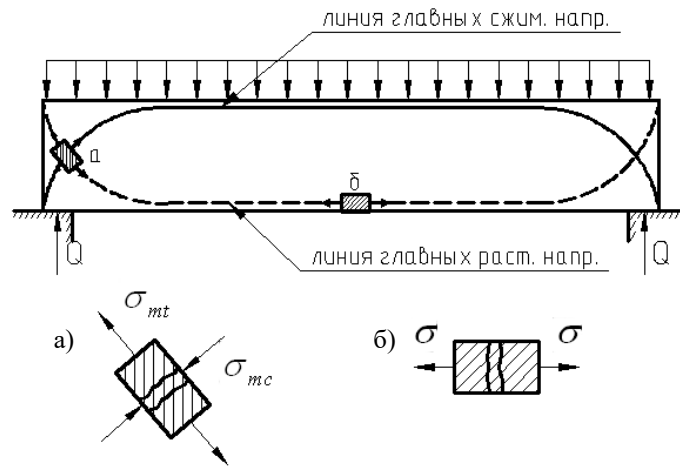


Рис. 36. Линии главных сжимающих и растягивающих напряжений.

Если главные растягивающие напряжения σ_{mt} превысят сопротивление бетона растяжению R_{bt} , возникают наклонные трещины. Растягивающие усилия в наклонной трещине передаются на арматуру. При дальнейшем увеличении нагрузки наклонные трещины раскрываются, напряжения в арматуре доходят до предела текучести и происходит разрушение элемента вследствие раздробления бетона над вершиной наклонной трещины (рис. 37).

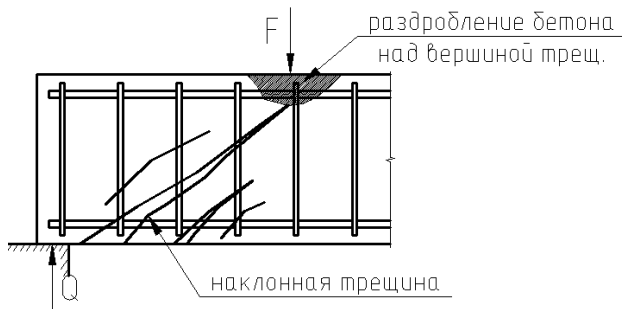


Рис. 37. Схема разрушения элемента по наклонному сечению.

Разрушение изгибаемого элемента по наклонному сечению происходит по одному из трех возможных случаев:

1. *Раздробление бетона наклонной сжатой полосы между наклонными трещинами* (рис. 38). Происходит при малой ширине сечения, когда главные сжимающие напряжения превышают расчетное сопротивление бетона сжатию R_b .

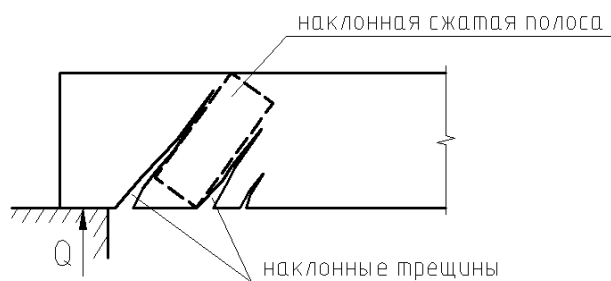


Рис. 38. Раздробление бетона наклонной сжатой полосы между наклонными трещинами.

Экспериментально установлено, что прочность железобетонных элементов по наклонной полосе между наклонными трещинами обеспечена, если соблюдается условие:

$$Q \leq 0,3\varphi_{w1}\varphi_{b1}R_b b h_0,$$

где φ_{w1} - коэффициент, учитывающий влияние хомутов, нормальных к продольной оси элемента, определяется по формуле: $\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_w \leq 1,3$, где $\alpha = E_s / E_b$, $\mu_w = A_{sw} / (bs)$; φ_{b1} - определяется по формуле: $\varphi_{b1} = 1 - \beta R_b$, где β - коэффициент, зависящий от вида бетона; R_b - в МПа.

Если условие не соблюдается, необходимо увеличить размеры сечения или повысить класс бетона.

2. Сдвиг по наклонному сечению от действия поперечной силы (рис. 39).

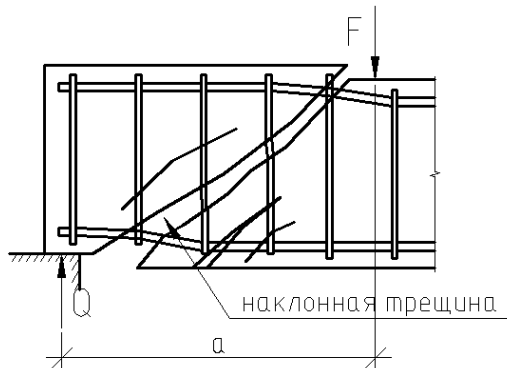


Рис. 39. Сдвиг по наклонному сечению от действия поперечной силы.

Образование наклонной трещины происходит при $\tau_{\max} = \sigma_{mt} = \frac{Q}{bh_0} \geq 2,5R_{bt}$.

При разрушении происходит взаимное смещение частей элемента по вертикали.

Расчет прочности наклонных сечений на действие поперечной силы производят в обязательном порядке.

Если касательные напряжения не достигают максимального значения, наклонные трещины не образуются.

Т.е. если $Q \leq 2,5R_{bt}bh_0$, поперечная арматура ставится конструктивно.

При расположении сосредоточенной силы F близко к опоре ($a/h \leq 1 \dots 1,5$) трещиностойкость наклонных сечений увеличивается тем больше, чем ближе сила F к опоре.

3. Излом по наклонному сечению от действия изгибающего момента (рис. 40).

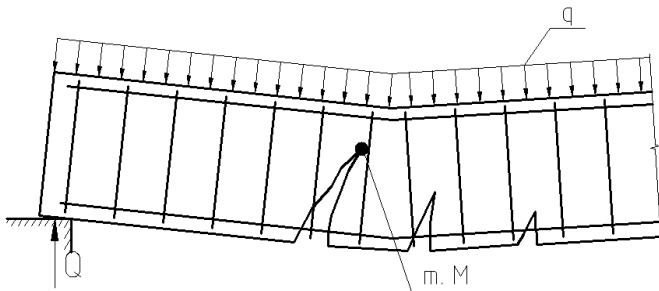


Рис. 40. Излом по наклонному сечению от действия изгибающего момента.

Под воздействием изгибающего момента главные растягивающие напряжения начинают превышать сопротивление растяжению $\sigma_{mt} > R_{bt,ser}$, образуются наклонные трещины с максимальным раскрытием в растянутой зоне. Бетон растянутой зоны выключается из работы и все растягивающие усилия передаются на арматуру. Происходит взаимный поворот частей элемента относительно

точки M (рис. 40). При слабом заанкеривании арматура выдергивается, при хорошем – сжатая зона бетона сокращается по высоте и разрушается.

Расчет прочности по наклонным сечениям на действие поперечной силы элементов с поперечной арматурой (рис. 41).

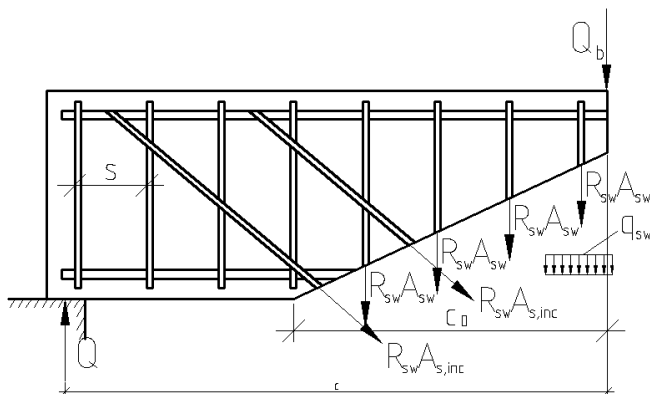


Рис. 41. Схема усилий в наклонном сечении при расчете его по прочности на действие поперечной силы

Прочность элемента по наклонному сечению на действие поперечной силы элементов с поперечной арматурой обеспечивается условием:

$$Q \leq Q_u; \quad Q_u = Q_b + Q_{sw} + Q_{s,inc},$$

где Q – поперечная сила от внешней нагрузки, расположенной по одну

сторону от рассматриваемого наклонного сечения;

Q_b – поперечное усилие, воспринимаемое бетоном, определяется по формуле:

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt}bh_0^2}{c} \geq \varphi_{b3}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt}bh_0,$$

где: φ_{b2} - коэффициент, учитывающий влияние вида бетона (для тяжелого бетона $\varphi_{b2} = 2$);

φ_f - коэффициент, учитывающий влияние сжатых полок в тавровых и двутавровых элементах, определяется по формуле: $\varphi_f = 0,75 \frac{(b'_f - b)h'_f}{bh_0} \leq 0,5$, где $b'_f \leq b + 3h'_f$;

φ_n - коэффициент, учитывающий влияние продольных сил (учет влияния предварительно-напряженной арматуры), определяется по формуле: $\varphi_n = 0,1 \frac{N}{R_{bt}bh_0} \leq 0,5$.

Значение $(1 + \varphi_f + \varphi_n)$ во всех случаях принимается не более 1,5.

φ_{b3} - коэффициент, учитывающий влияние вида бетона (для тяжелого бетона $\varphi_{b3} = 0,6$).

Поперечные усилия Q_{sw} и $Q_{s,inc}$ определяются как сумма проекций на нормаль к продольной оси элемента предельных усилий соответственно в хомутах и отгибах, пересекающих опасную наклонную трещину.

Железобетонные элементы редко армируются отгибами, поэтому в частном случае $Q_{s,inc}$ можно принять равным нулю.

Для элементов с поперечной арматурой в виде хомутов, нормальных к продольной оси элемента и имеющих постоянный шаг s в пределах рассматриваемого наклонного сечения, значение c_0 соответствует минимуму выражения $Q_b + Q_{sw}$, определяемому по формуле:

$$c_0 = \sqrt{\frac{\varphi_{b2}(1 + \varphi_n + \varphi_f)R_{bt}bh_0^2}{q_{sw}}}.$$

где q_{sw} – усилие в хомутах на единицу длины элемента, определяется по формуле: $q_{sw} = \frac{R_{sw}A_{sw}}{s}$, при этом

для хомутов, устанавливаемых по расчету, должно удовлетворяться условие: $q_{sw} \geq \frac{\varphi_{b3}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt}b}{2}$.

Для таких элементов значение Q_{sw} определяется по формуле:

$$Q_{sw} = q_{sw}c_0,$$

Конструктивные требования по армированию поперечными стержнями.

- Поперечная арматура в балочных и плитных конструкциях, устанавливается:
- на опираниях участках длиной 1/4 пролета (в зоне максимальной поперечной силы):
 - при $h \leq 450$ мм. не более $h/2$ и не более 150 мм;
 - при $h > 450$ мм. не более $h/3$ и не более 500 мм;
 - на остальной части пролета. не более $3h/4$ и не более 500 мм.

Расчет прочности по наклонным сечениям на действие поперечной силы элементов без поперечной арматуры.

Прочность элемента по наклонному сечению на действие поперечной силы элементов без поперечной арматуры обеспечивается условием:

$$Q \leq \frac{\varphi_{b4}(1 + \varphi_n)R_{bt}bh_0^2}{c},$$

где правая часть условия принимается не более $2,5R_{bt}bh_0$ и не менее $\varphi_{b3}(1 + \varphi_n)R_{bt}bh_0$.

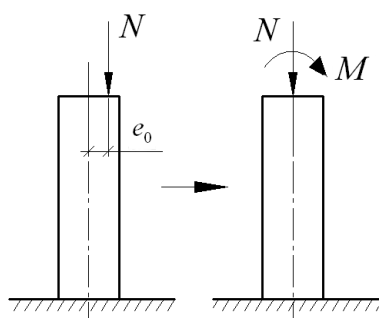
Коэффициент φ_{b4} учитывает влияние вида бетона (для тяжелого бетона $\varphi_{b4} = 1,5$).

Лекция №8. Внецентренно-сжатые элементы

В процессе работы реальной конструкции всегда присутствуют случайные факторы, которые могут привести к смещению расчетной точки приложения силы N . Кроме того, из-за неоднородных свойств бетона (разная деформативность и прочность даже в пределах одного сечения) напряжения в сечении становятся неодинаковыми, что также приводит к смещению продольной силы. Для центрально-растянутых элементов это не опасно, т.к. после образования трещин в них работает только арматура, напряжения в которой по достижении текучести выравниваются. В сжатых элементах даже небольшой эксцентриситет приводит к неравномерности нормальных напряжений и к искривлению продольной оси, что опасно в смысле потери устойчивости.

Поэтому различают 2 вида эксцентриситетов: *расчетные* и *случайные*.

Расчетный эксцентриситет e_0 получают из статического расчета (рис. 42).



$$M = N \cdot e_0; \quad e_0 = \frac{M}{N}.$$

Рис. 42. Внецентренно-сжатый элемент с расчетным эксцентриситетом

Случайный эксцентриситет e_a – величина неопределенная. Причиной возникновения могут являться неточность монтажа, неоднородное бетонирование, первоначальная кривизна элемента, случайные горизонтальные силы и другие случайные факторы. Случайный эксцентриситет принимают не менее $1/600$ длины элемента, не менее $1/30$ высоты его сечения и не менее 10 мм.

В статически-определимых системах: $e = e_0 + e_a$.

В статически-неопределимых: $e = e_0$, но не менее e_a .

К элементам со случайными эксцентриситетами относятся сжатые элементы ферм. В остальных случаях обычно эксцентриситеты имеют расчетную величину.

8.1. Конструирование внецентренно-сжатых элементов

Внецентренно-сжатые элементы целесообразно выполнять с развитыми поперечными сечениями в плоскости действия момента.

Для сжатых элементов применяют бетон классов по прочности на сжатие В15 ÷ В30, арматуру классов А-II, А-III. Диаметр продольной стержневой арматуры для монолитных конструкций 12...40 мм. В качестве поперечной используют арматуру классов А-I, Вр-I.

Продольную и поперечную арматуру объединяют в плоские и пространственные каркасы: сварные или вязаные, с жесткой или с гибкой арматурой (рис. 43).

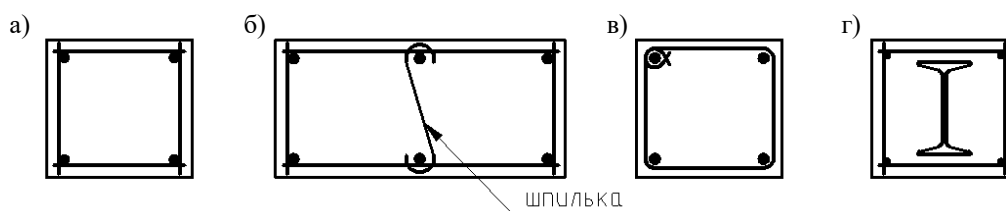


Рис. 43. Примеры армирования сжатых элементов:

а – сварной каркас; б – сварной каркас с промежуточными стержнями;
в – вязаный каркас; г – каркас с жесткой арматурой.

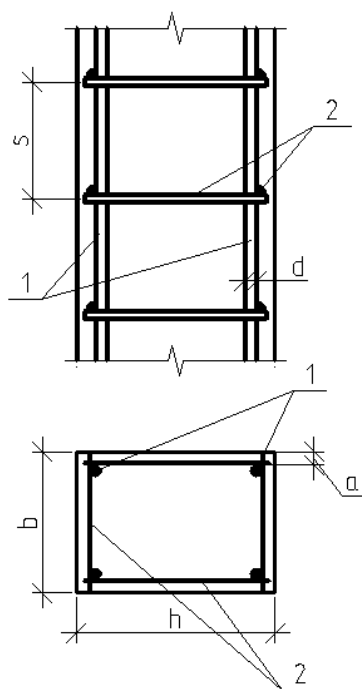


Рис. 44. Схема армирования сжатых элементов:
 1 – рабочая арматура; 2 – поперечная арматура.

Толщина защитного слоя для рабочих стержней a должна быть не менее диаметра стержней и не менее 20 мм (рис. 44).

Колонны сечением до 400×400 мм можно армировать четырьмя продольными стержнями (43, *a*), при расстояниях между рабочими стержнями более 400 мм, следует предусматривать промежуточные стержни (43, *б*).

Поперечные стержни предотвращают боковое выпучивание рабочих стержней. Расстояние между ними s должно быть при сварных каркасах не более $20d$, при вязаных – $15d$, но не более 500 мм (d – наименьший диаметр продольных сжатых стержней). Расстояние s округляют до 50 мм.

Применять очень гибкие сжатые элементы нерационально, поскольку их несущая способность сильно снижается вследствие большой деформативности. Для колонн $\lambda = l_0 / i \leq 120$.

8.2. Расчет прочности внецентренно-сжатых элементов

Существуют 2 расчетных случая.

1 случай ($\xi \leq \xi_R$). Внецентренно-сжатые элементы с большими эксцентриситетами продольной силы (рис. 45, *a*). Элемент ведет себя, как изгибаемый. Часть сечения растянута, имеет трещины, растягивающее усилие воспринимается арматурой. Часть сечения сжато вместе с арматурой. Разрушение начинается с достижения предела текучести в растянутой арматуре, завершается разрушением сжатой зоны бетона.

2 случай ($\xi > \xi_R$). Внецентренно-сжатые элементы с малыми эксцентриситетами (рис. 45, *б*). Сечение либо полностью сжато, либо большей частью. Всегда разрушается вследствие разрушения бетона сжатой зоны.

Армирование для сжатых элементов может быть симметричным и несимметричным. Симметричное армирование применяется в случае действия случайного эксцентриситета, т.к. неизвестно, с какой стороны действующая сила будет расположена от линии центра тяжести. Также симметричное армирование применяется в случае действия изгибающих моментов разных знаков, близких по величине.

Насыщение поперечного сечения продольной арматурой оценивают коэффициентом армирования μ по формуле: $\mu = \frac{A_s}{b \cdot h_0}$.

Минимальная площадь сечения сжатой и растянутой продольной арматуры во внецентренно-сжатых элементах допускается равной, %:

0,05	при $\lambda < 17$;	$\lambda = l_0 / i$.
0,1	при $17 \leq \lambda \leq 35$;	
0,2	при $35 < \lambda \leq 83$;	
0,25	при $\lambda > 83$.	

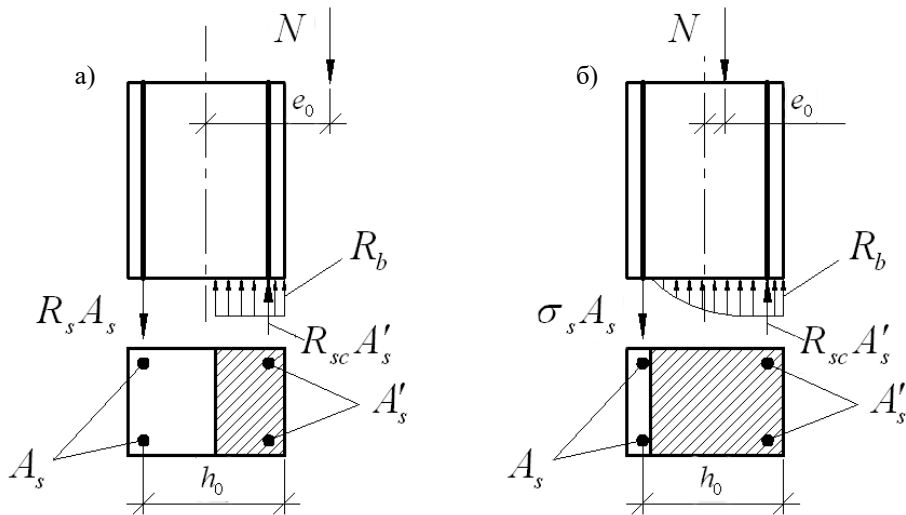


Рис. 45. Два расчетных случая внецентренно-сжатых элементов:
а – случай больших эксцентриситетов; б – случай малых эксцентриситетов.

Случай больших эксцентриситетов (рис. 46).

Напряжения в арматуре и бетоне равны расчетным сопротивлениям: $\sigma_b = R_b$; $\sigma_s = R_s$; $\sigma_{sc} = R_{sc}$.

Неизвестную высоту сжатой зоны бетона находят из уравнения равенства нулю суммы проекций всех нормальных усилий на продольную ось элемента:

$$N + R_s A_s - R_{sc} A'_s - R_b b x = 0 \Rightarrow x = \frac{N - R_{sc} A'_s + R_s A_s}{R_b b}$$

Условие достаточной несущей способности:

$$M_{внеш} \leq M_{внутр}; \quad N \cdot e \leq R_b \cdot b \cdot x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a')$$

$$e = e_0 + h/2 - a$$

При подборе арматуры неизвестны сразу 3 величины:

$$A_s, A'_s \text{ и } x. \text{ Принимаем } x = x_R; \quad \xi = \xi_R = \frac{x_R}{h_0}$$

$$A_s = \frac{R_b b \xi_R h_0 + R_{sc} A'_s - N}{R_s}; \quad A'_s = \frac{N \cdot e - \alpha_{mR} R_b b h_0^2}{R_{sc} (h_0 - a')}$$

Если при расчете $A'_s < 0$, арматурой нужно задаться из минимального процента армирования.

При симметричном армировании, когда $A_s = A'_s$;

$$R_s = R_{sc}:$$

$$N = R_b b x; \quad x = \frac{N}{R_b b}; \quad A_s = A'_s = \frac{N \cdot e - R_b b x (h_0 - 0,5x)}{R_{sc} (h_0 - a')}$$

$$\text{Если } A_s = A'_s < 0, \text{ то } A_s = A'_s = \mu_{\min} b h_0.$$

Случай малых эксцентриситетов (рис. 47).

Условие достаточной несущей способности:

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

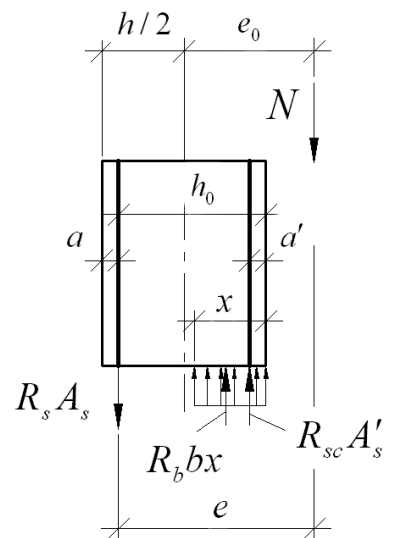


Рис. 46. Расчетная схема внецентренно-сжатого элемента с большим эксцентриситетом.

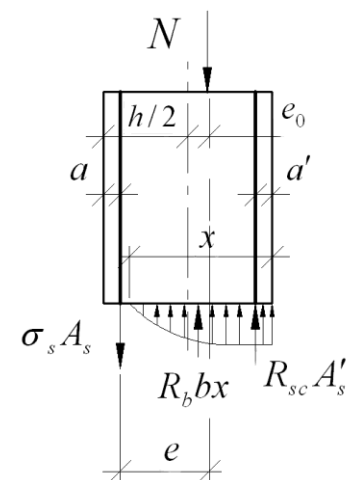


Рис. 47. Расчетная схема внецентренно-сжатого элемента с малым эксцентриситетом.

Неизвестную высоту сжатой зоны бетона находят из уравнения равенства нулю суммы проекций всех нормальных усилий на продольную ось элемента:

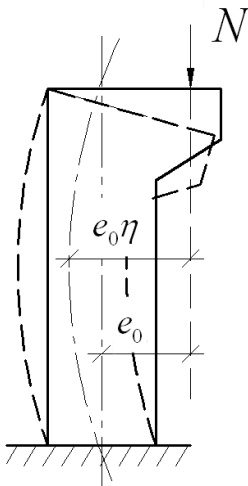
$$N + \sigma_s A_s - R_{sc} A'_s - R_b b x = 0.$$

Для бетона класса В30 и ниже с ненапрягаемой арматурой А-I, А-II, А-III:

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

Обычно в случае малых эксцентриситетов рационально симметричное армирование.

8.3. Учет влияния гибкости на несущую способность внецентренно-сжатых элементов



Гибкий внецентренно-сжатый элемент под влиянием момента прогибается, вследствие чего начальный эксцентриситет e_0 продольной силы N увеличивается (рис. 48). При этом возрастает изгибающий момент, и разрушение происходит при меньшей продольной силе N .

Расчет таких элементов следует выполнять по деформированной схеме. Допускается рассчитывать гибкие внецентренно-сжатые элементы при гибкости $\lambda = l_0 / i > 14$ рассчитывать по приведенным выше формулам, но с учетом эксцентриситета, полученного умножением начального значения e_0 на коэффициент $\eta > 1$.

Рис. 48. Учет влияния прогиба.

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

где N_{cr} – условная критическая сила, определяемая по формуле:

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

где l_0 – расчетная дина элемента;

δ_e – коэффициент, принимаемый равным e_0 / h , но не менее $\delta_{e,\min} = 0,5 - 0,01 \frac{l_0}{h} - 0,01 R_b$, R_b – в МПа;

φ_l – коэффициент, учитывающий влияние длительного действия нагрузки на прогиб элемента в предельном состоянии, равный $\varphi_l = 1 + \beta \frac{M_l}{M}$, но не более $\varphi_l = 1 + \beta$, где β – коэффициент, зависящий от вида

бетона, M_l и M – моменты относительно оси, проходящей через центр наиболее растянутого или наименее сжатого стержня арматуры, соответственно от действия постоянных и длительных нагрузок и от действия полной нагрузки;

φ_p – коэффициент, учитывающий влияние предварительного напряжения арматуры на жесткость элемента, при равномерном обжатии сечения напрягаемой арматурой определяется по формуле: $\varphi_p = 1 + 12 \frac{\sigma_{bp}}{R_b} \frac{e_0}{h}$, где

σ_{bp} определяется при $\gamma_{sp} < 1$, R_b принимается без учета коэффициентов условий работы бетона; e_0 / h принимается не более 1,5; $\alpha = E_s / E_b$.

8.4. Сжатые элементы, усиленные косвенным армированием

Если в коротком сжатом элементе установить поперечную арматуру, способную эффективно сдерживать поперечные деформации, этим можно существенно увеличить его несущую способность. Такое армирование называется *косвенным*.

Для круглых и многоугольных поперечных сечений применяют косвенное армирование в виде спиралей или сварных колец (рис. 49, а), для прямоугольных сечений – в виде часто размещенных поперечных сварных сеток (рис. 49, б).

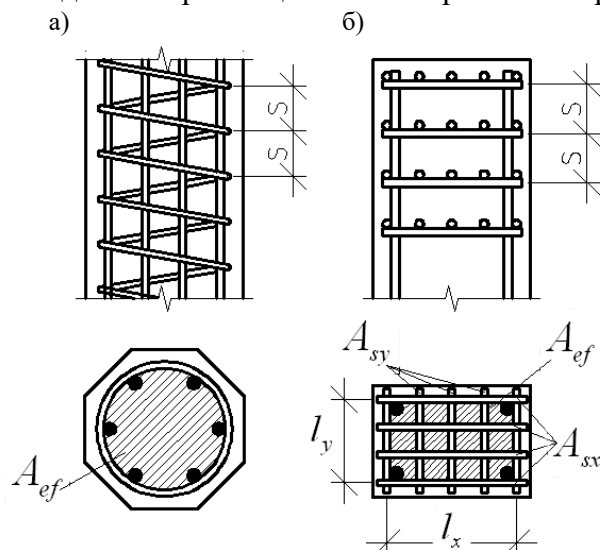


Рис. 49. Сжатые элементы, усиленные косвенным армированием:

а – спиралью или кольцами; б – сварными сетками

сечения A_{ef} , ограниченную крайними стержнями сеток, кольцами или спиральной арматурой. Вместо сопротивления R_b применяют приведенное сопротивление $R_{b,red}$, которое определяется при армировании сварными сетками, как:

$$R_{b,red} = R_b + \varphi \mu_{xy} R_{s,xy},$$

где $R_{s,xy}$ – расчетное сопротивление арматуры сеток;

$$\mu_{xy} = \frac{n_x A_{sx} l_x + n_y A_{sy} l_y}{A_{ef} s} - \text{коэффициент косвенного армирования сетками,}$$

где n_x, A_{sx}, l_x – соответственно число стержней, площадь поперечного сечения и длина стержня сетки (в осях крайних стержней) в одном направлении (рис. 49, б);

n_y, A_{sy}, l_y – то же, в другом направлении;

A_{ef} – площадь сечения бетона, заключенного внутри контура сеток;

s – расстояние между сетками;

φ – коэффициент эффективности косвенного армирования, определяемый по формуле:

$$\varphi = \frac{1}{0,23 + \psi}, \text{ где } \psi = \frac{\mu_{xy} R_{s,xy}}{R_b + 10}, R_{s,xy} \text{ и } R_b \text{ в МПа.}$$

8.5. Расчет прочности элементов на местное действие нагрузки

1. Местное сжатие (смятие).

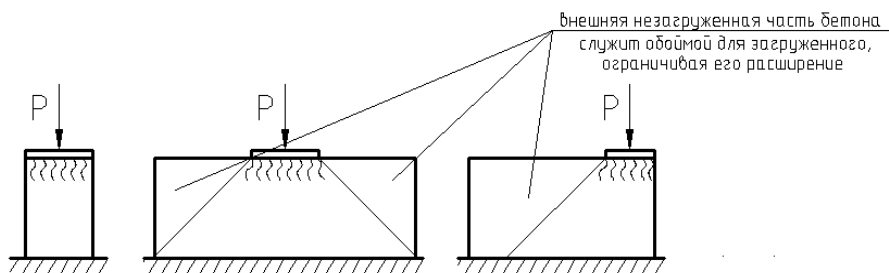
При местном сжатии прочность бетона выше, чем обычно. Повышение прочности бетона зависит:

- от схемы приложения нагрузки;

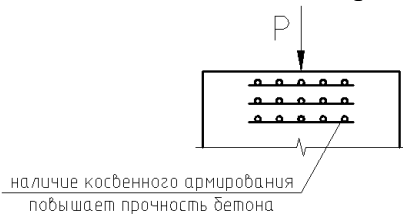
Косвенное армирование применяют вблизи стыков сборных колонн, под анкерами и в зоне анкеровки предварительно напряженной арматуры для местного усиления.

Это объясняется повышенным сопротивлением бетона сжатию в пределах ядра, заключенного внутри спирали или сварной сетки. Спирали, кольца, сетки подобно обоям сдерживают поперечные деформации бетона, возникающие при продольном сжатии, и тем самым обуславливают повышенное сопротивление бетона продольному сжатию.

При расчете прочности сжатых элементов с косвенной арматурой учитывают лишь часть бетонного

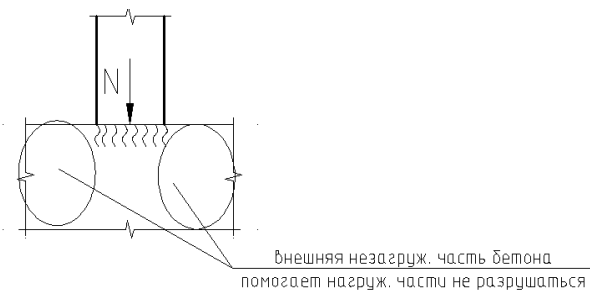


- от вида бетона;
- от наличия косвенного армирования в месте локального приложения силы.

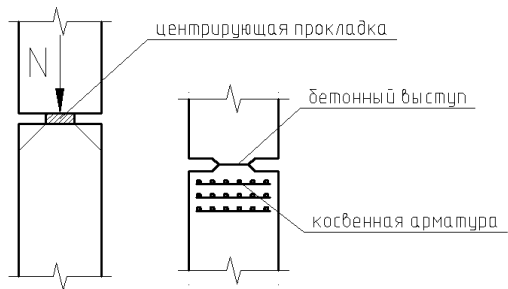


Проявление увеличения прочности в месте локального приложения силы встречается:

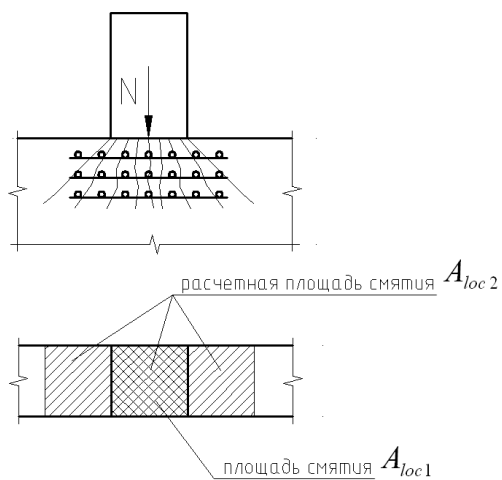
- при опирании колонны на фундамент;



- при опирании колонны на колонну;



- при опирании балок на стены;



- при опирании колонн или других элементов на опорные плиты (плиты перекрытия, фундаментные плиты).

Расчет прочности элементов на местное сжатие (смятие):

а) элементы без косвенного армирования:

Условие прочности:
$$N \leq \psi R_{b,loc} A_{loc,1},$$

где ψ – коэффициент, зависящий от характера распределения местной нагрузки; при равномерно распределенной нагрузке $\psi = 1$, при неравномерном (под концами балок, прогонов, перемычек) $\psi = 0,75$; $R_{b,loc}$ – расчетное сопротивление бетона смятию, определяемое по формуле: $R_{b,loc} = \alpha \varphi_b R_b$, где α – зависит от класса бетона, $\varphi_b = \sqrt[3]{A_{loc2} / A_{loc1}}$, A_{loc1} – площадь смятия, A_{loc2} – расчетная площадь смятия, включает участок, симметричный по отношению к площади смятия (схемы для определения A_{loc2} приведены в СНиП 2.03.01-84* «Бетонные и железобетонные конструкции»).

б) элементы с косвенным армированием в виде сварных поперечных сеток:

Условие прочности:
$$N \leq R_{b,red} A_{loc,1},$$

где $R_{b,red}$ – приведенная призматическая прочность бетона при расчете на местное сжатие, определяемое по формуле: $R_{b,red} = R_b \varphi_b + \varphi \mu_{xy} R_{s,xy} \varphi_s$, где $R_{s,xy}$ – расчетное сопротивление арматуры сеток, МПа; φ – коэффициент эффективности косвенного армирования, определяемый по формуле: $\varphi = \frac{1}{0,23 + \psi}$, где

$$\psi = \frac{\mu_{xy} R_{s,xy}}{R_b + 10}; \quad \mu_{xy} = \frac{n_x A_{sx} l_x + n_y A_{sy} l_y}{A_{ef} s}$$
 – коэффициент косвенного армирования сетками, где n_x, A_{sx}, l_x –

соответственно число стержней, площадь поперечного сечения и длина стержня сетки (в осях крайних стержней) в одном направлении; n_y, A_{sy}, l_y – то же, в другом направлении; $\varphi_b = \sqrt[3]{A_{loc2} / A_{loc1}}$, но не более 3,5, A_{loc1} – площадь смятия, A_{loc2} – расчетная площадь смятия, включает участок, симметричный по отношению к площади смятия; φ_s – коэффициент, учитывающий влияние косвенного армирования в зоне местного сжатия, зависит от схемы приложения местной нагрузки.

2. Продавливание.

Расчет на продавливание производят для следующих конструкций:

- плиты при локальном приложении нагрузки;
- фундаменты под колонны;
- свайные ростверки.

Продавливание может возникнуть в конструкциях, когда к ним приложена нагрузка на ограниченной площади. Продавливание происходит по боковой поверхности пирамиды, грани которой наклонены под углом 45^0 (рис.50). Продавливанию сопротивляется бетон, работающий на срез с расчетным сопротивлением, равным R_{bt} . Очевидно, что чем выше класс бетона и чем больше площадь боковой поверхности пирамиды, тем выше сопротивление продавливанию.

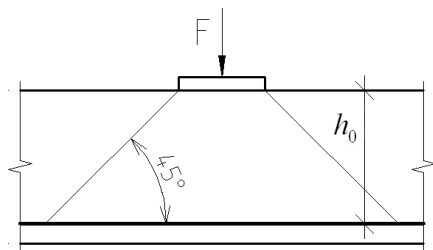


Рис. 50. Пирамида продавливания

Условие прочности:

$$F \leq \alpha R_{bt} u_m h_0,$$

где F – продавливающая сила (принимается равной силе, действующей на пирамиду продавливания, за вычетом нагрузок, приложенных к большему основанию по плоскости расположения растянутой арматуры); α – коэффициент, зависящий от вида бетона (для тяжелого бетона $\alpha = 1$); u_m – среднеарифметическое значений периметров верхнего и нижнего оснований пирамиды, образующейся при продавливании в пределах рабочей высоты сечения.

Если условие прочности не соблюдается, а увеличить R_{bt} или h_0 нет возможности, то устанавливают хомуты, нормальные к плоскости плиты, а расчет производят из условия:

$$F \leq F_b + 0,8 F_{sw}, \text{ но не более } 2F_b,$$

где $F_b = \alpha R_{bt} u_m h_0$, F_{sw} определяется как сумма всех поперечных усилий, воспринимаемых хомутами, пересекающими боковые грани расчетной пирамиды продавливания, по формуле $F_{sw} = \sum R_{sw} A_{sw}$, где $R_{sw} = 175$ МПа независимо от класса стали.

Лекция №9. Растянутые элементы

9.1. Конструктивные особенности

Центрально-растянутые элементы – это элементы, в нормальном сечении которых точка приложения продольной растягивающей силы N совпадает с точкой приложения равнодействующей усилий в продольной арматуре.

К центрально-растянутым элементам относятся затяжки арок, нижние пояса и нисходящие раскосы ферм и другие элементы (рис. 51).

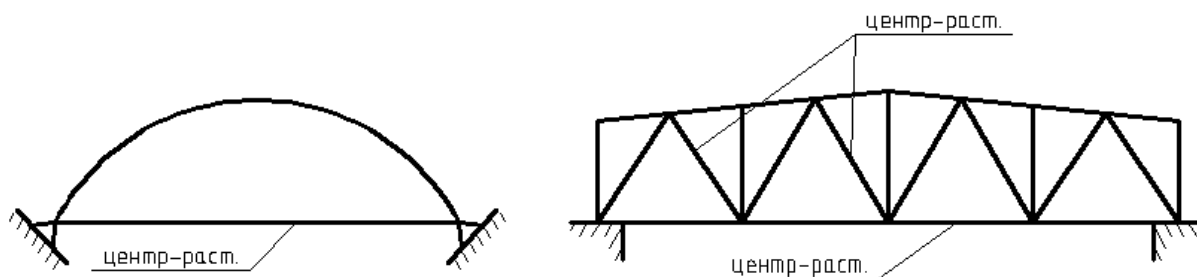


Рис. 51. Центрально-растянутые элементы.

Центрально-растянутые элементы проектируют, как правило, предварительно-напряженными.

Основные принципы конструирования центрально-растянутых элементов:

- стержневую рабочую арматуру без предварительного напряжения соединяют по длине сваркой;
- стыки внахлестку без сварки допускаются только в плитных и стеновых конструкциях;
- растянутая предварительно-напряженная арматура в линейных элементах не должна иметь стыков;
- в поперечном сечении предварительно напряженную арматуру размещают симметрично (чтобы избежать внецентренного обжатия элемента);

Внецентренно-растянутые элементы – это элементы, которые одновременно растягиваются продольной силой N и изгибаются моментом M , что равносильно внецентренному растяжению силой N с эксцентриситетом $e_o = M / N$ относительно продольной оси элемента. При этом различают 2 случая: когда продольная растягивающая сила N приложена между равнодействующими усилий в растянутой и сжатой арматуре, и положение, когда сила приложена за пределами данного расстояния.

К внецентренно-растянутым элементам относятся нижние пояса безраскосных ферм и другие конструкции.

Внецентренно-растянутые элементы армируют аналогично изгибаемым элементам, а при положении N в пределах сечения – аналогично армированию центрально-растянутых элементов.

Внецентренно-растянутые также обычно подвергаются предварительному напряжению, что существенно повышает их трещиностойкость.

9.2. Расчет прочности центрально-растянутых элементов

Разрушение центрально-растянутых элементов происходит после того, как в бетоне образуются сквозные трещины, и он выключится из работы, а в арматуре напряжения достигнут предела текучести.

Несущая способность центрально-растянутого элемента обусловлена предельным сопротивлением арматуры без участия бетона:

$$N \leq R_s A_{s, \text{tot}},$$

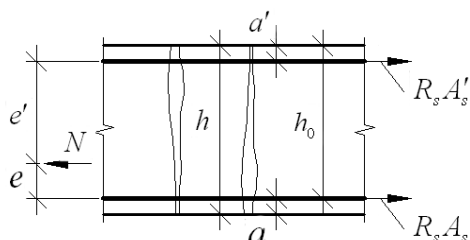
где R_s – расчетное сопротивление арматуры растяжению,

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

9.3. Расчет прочности внецентренно-растянутых элементов

Расчет должен производиться в зависимости от положения продольной силы N .

Случай малых эксцентриситетов (продольная сила N приложена между равнодействующими усилий в растянутой и сжатой арматуре (рис. 52)).



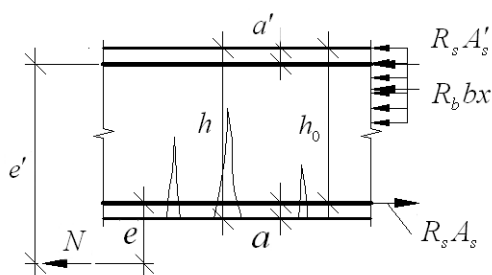
В этом случае всё сечение растянуто. В предельном состоянии в бетоне образуются сквозные поперечные трещины. Бетон в работе не участвует. Разрушение элемента происходит, когда напряжения в продольной арматуре достигнут предельного значения:

Рис. 52. Расчетная схема внецентренно-растянутого элемента с малым эксцентриситетом

$$Ne \leq R_s A'_s (h_0 - a');$$

$$Ne' \leq R_s A_s (h_0 - a').$$

Случай больших эксцентриситетов (продольная сила N приложена за пределами расстояния между равнодействующими усилий в растянутой и сжатой арматуре (рис. 53)).



Как и при изгибе, часть сечения сжата, а часть растянута. Вследствие образования трещин в бетоне растянутой зоны растягивающие усилия воспринимаются арматурой.

Рис. 53. Расчетная схема внецентренно-растянутого элемента с большим эксцентриситетом

Несущая способность элемента обусловлена предельным сопротивлением растяжению арматуры растянутой зоны, а также предельным сопротивлением сжатию бетона и арматуры сжатой зоны:

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

при этом высота сжатой зоны x определяется из условия $R_s A_s - R_{sc} A'_s - N = R_b b x$.

Если полученное значение $x > \xi_R h_0$, в условие прочности подставляется $x = \xi_R h_0$.

Приложение 1

$\xi = x/h_0$	ζ	α_m	$\xi = x/h_0$	ζ	α_m
0,01	0,995	0,01	0,36	0,82	0,295
0,02	0,99	0,02	0,37	0,815	0,301
0,03	0,985	0,03	0,38	0,81	0,309
0,04	0,98	0,039	0,39	0,805	0,314
0,05	0,975	0,048	0,4	0,8	0,32
0,06	0,97	0,058	0,41	0,795	0,326
0,07	0,965	0,067	0,42	0,79	0,332
0,08	0,96	0,077	0,43	0,785	0,337
0,09	0,955	0,085	0,44	0,78	0,343
0,1	0,95	0,095	0,45	0,775	0,349
0,11	0,945	0,104	0,46	0,77	0,354
0,12	0,94	0,113	0,47	0,765	0,359
0,13	0,935	0,121	0,48	0,76	0,365
0,14	0,93	0,13	0,49	0,755	0,37
0,15	0,925	0,139	0,5	0,75	0,375
0,16	0,92	0,147	0,51	0,745	0,38
0,17	0,915	0,155	0,52	0,74	0,385
0,18	0,91	0,164	0,53	0,735	0,39
0,19	0,905	0,172	0,54	0,73	0,394
0,2	0,9	0,18	0,55	0,725	0,399
0,21	0,895	0,188	0,56	0,72	0,403
0,22	0,89	0,196	0,57	0,715	0,408
0,23	0,885	0,203	0,58	0,71	0,412
0,24	0,88	0,211	0,59	0,705	0,416
0,25	0,875	0,219	0,6	0,7	0,42
0,26	0,87	0,226	0,61	0,695	0,424
0,27	0,865	0,236	0,62	0,69	0,428
0,28	0,86	0,241	0,63	0,685	0,432
0,29	0,855	0,248	0,64	0,68	0,435
0,3	0,85	0,255	0,65	0,675	0,439
0,31	0,845	0,262	0,66	0,67	0,442
0,32	0,84	0,269	0,67	0,665	0,446
0,33	0,835	0,275	0,68	0,66	0,449
0,34	0,83	0,282	0,69	0,655	0,452
0,35	0,825	0,289	0,7	0,65	0,455

Приложение 2

Расчетные площади поперечных сечений и масса арматуры, сортамент горячекатаной стержневой арматуры периодического профиля, обыкновенной и высокопрочной арматурной проволоки

Диаметр, мм	Расчетные площади поперечных сечений, см ² , при числе стержней										Масса кг/м	Диаметр, мм	Сортамент горячекатаной стержневой арматуры периодического профиля из стали классов						сортамент арматурной проволоки		
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10			А-II	А-III	А-IV	Ат-VIc	А-V	Ат-V	Ат-VI А-VI	Вр-I	В-II Вр-II
3	0,071	0,14	0,21	0,28	0,35	0,42	0,49	0,57	0,64	0,71	0,052	3	—	—	—	—	—	—	—	×	×
4	0,126	0,25	0,38	0,50	0,63	0,76	0,88	1,01	1,13	1,26	0,092	4	—	—	—	—	—	—	—	×	×
5	0,196	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,37	1,57	1,77	1,96	0,144	5	—	—	—	—	—	—	—	×	×
6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,42	1,70	1,98	2,26	2,55	2,83	0,222	6	—	×	—	—	—	—	—	—	—
7	0,385	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,46	3,85	0,302	7	—	—	—	—	—	—	—	—	×
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,53	5,03	0,395	8	—	×	—	—	—	—	—	—	×
9	0,636	1,27	1,91	2,54	3,18	3,82	4,45	5,09	5,72	6,36	0,499	9	—	—	—	—	—	—	—	—	×
10	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,5	6,28	7,07	7,85	0,617	10	×	×	×	—	×	×	×	—	—
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31	0,888	12	×	×	×	—	×	×	×	—	—
14	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,31	13,85	15,39	1,208	14	×	×	×	—	×	×	×	—	—
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,11	1,578	16	×	×	×	×	×	×	—	—	—
18	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,90	25,45	1,998	18	×	×	×	×	×	×	—	—	—
20	3,142	6,28	9,41	12,56	15,71	18,85	21,99	25,14	28,28	31,42	2,466	20	×	×	—	×	×	×	—	—	—
22	3,801	7,6	11,4	15,20	19,00	22,81	26,61	30,41	34,21	38,01	2,984	22	×	×	—	×	×	×	—	—	—
25	4,909	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,13	49,09	3,853	25	×	×	—	×	—	×	—	—	—
28	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,1	49,26	55,42	61,58	4,834	28	×	×	—	×	—	—	—	—	—
32	8,042	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	80,42	6,313	32	×	×	—	—	—	—	—	—	—
36	10,18	20,36	30,54	40,72	50,9	61,08	71,26	81,44	91,62	101,80	7,99	36	×	×	—	—	—	—	—	—	—
40	12,56	25,12	37,68	50,24	62,8	75,36	87,92	100,48	113,04	125,60	9,87	40	×	×	—	—	—	—	—	—	—

Примечание. Знаком «X» отмечены прокатываемые диаметры.

Литература

1. СНиП 2.03.01-84* Бетонные и железобетонные конструкции/Госстрой России. – М.: ГУП ЦПП, 2001. – 76с.
2. СНиП 2.01.07-85*. Нагрузки и воздействия/Госстрой России. – М.: ГУП ЦПП, 2003, с измен.
3. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции: Общий курс: Учеб. для вузов. – 5-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1991. – 767с.
4. Бондаренко В.М., Суворкин Д.Г. Железобетонные и каменные конструкции: Учеб. для вузов. - М., Высшая школа, 1987.

10. Предварительное напряжение в железобетонных конструкциях

10.1. Сущность предварительного напряжения

Предварительно-напряженные конструкции – это конструкции или их элементы, в которых предварительно, т.е. в процессе изготовления, искусственно созданы в соответствии с расчетом начальные напряжения растяжения в арматуре и обжатия в бетоне.

Обжатие бетона на величину σ_{bp} осуществляется предварительно натянутой арматурой, которая после отпуска натяжных устройств стремится возвратиться в первоначальное состояние. Проскальзывание арматуры в бетоне исключается их взаимным сцеплением или специальной анкерровкой торцов арматуры в бетоне.

Начальные сжимающие напряжения создают в тех зонах бетона, которые впоследствии испытывают растяжение.

Железобетонные элементы без предварительного напряжения работают при наличии трещин: $F_{ser} < F_{crc} < F_u$,

где F_{ser} - эксплуатационная нагрузка,

F_{crc} - нагрузка, при которой образуются трещины;

F_u - разрушающая нагрузка.

Железобетонные предварительно-напряженные элементы работают под нагрузкой без трещин или с ограниченным по ширине их раскрытием: $F_{crc} < F_{ser} < F_u$.

Таким образом, предварительное напряжение не повышает прочность конструкции, а увеличивает ее жесткость и трещиностойкость!

Преимущества предварительно-напряженных конструкций:

- повышенная жесткость и трещиностойкость конструкции;
- возможность использования высокопрочной арматуры (А-IV и выше);
- предварительное напряжение приводит к уменьшению сечения элемента
- возможность выполнения эффективных стыков сборных элементов;
- предварительное напряжение позволяет изготавливать комбинированные конструкции (например, обжимаемую зону выполнять из тяжелого бетона, а остальную – из легкого);
- повышенная выносливость при многократно повторяемых, динамических нагрузках;
- преднапряженные конструкции более безопасны, т.к. перед разрушением имеют большой прогиб и тем самым сигнализируют, что прочность конструкции почти исчерпана;
- повышенная сейсмостойкость;
- повышенная долговечность.

Недостатки предварительно-напряженных конструкций:

- повышенная трудоемкость и необходимость специального оборудования и классифицированных работников;
- большая масса;
- большая тепло- и звукопроводность;
- усиление преднапряженных конструкций всегда сложнее, чем без преднапряжения;
- меньшая огнестойкость;
- при коррозии высокопрочная арматура быстрее теряет пластические свойства, возникает опасность хрупкого разрушения.

10.1.1. Способы и методы натяжения арматуры

Способы натяжения арматуры:

1. *На упоры* (до бетонирования). Арматуру заводят в форму до бетонирования элемента, один конец закрепляют в упоре, другой – натягивают домкратом до заданного напряжения σ_{sp} . Затем в форму заливают бетон. После достижения бетоном передаточной прочности R_{bp} арматуру отпускают с упоров, при этом она обжимает окружающий бетон. Чтобы избежать разрушения бетона в торцах элементов, отпуск натяжения арматуры производят постепенно, снижая сначала на 50%, а затем до 0.
2. *На бетон*. Сначала изготавливают бетонный элемент, в котором предусматривают каналы или пазы. После приобретения бетоном передаточной прочности R_{bp} , в каналы пропускают рабочую арматуру и натягивают ее на бетон. После натяжения концы арматуры закрепляют анкерами. Для обеспечения сцепления арматуры с бетоном каналы и пазы заполняют под давлением цементным раствором.

Методы натяжения арматуры:

1. *Электротермический* – необходимое относительное удлинение арматуры ϵ_{sp} получают электрическим нагревом арматуры до соответствующей температуры.
2. *Механический* – необходимое относительное удлинение арматуры получают вытяжкой арматуры натяжными механизмами (гидравлические и винтовые домкраты, лебедки, тарировочные ключи, намоточные машины и т.д.).
3. *Электротермомеханический* – совокупность механического и электротермического методов.
4. *Физико-химический* – заключается в самонапряжении конструкции вследствие использования энергии расширяющегося цемента.

10.1.2. Виды обжатия

1. *Одноосное обжатие.*
2. *Двуосное обжатие.*
3. *Трехосное обжатие.*

10.1.3. Виды анкеров

1. *Высаженная головка.*
2. *Анкеровка с помощью коротких стержней.*
3. *Винтовой анкер.*

10.2. Значения предварительных напряжений

Значения предварительных напряжений имеют существенное значение. При малых значениях эффект преднапряжения может быть утрачен вследствие потерь предварительного напряжения. При высоких значениях возникает опасность разрыва арматуры при натяжении.

Предварительные напряжения σ_{sp} и σ'_{sp} в арматуре S и S' следует назначать с учетом допустимых отклонений p таким образом, чтобы выполнялись условия:

$$\sigma_{sp} + p \leq R_{s,ser}; \quad \sigma_{sp} - p \geq 0,3R_{s,ser},$$

где $p = 0,05\sigma_{sp}$ - при механическом способе натяжения арматуры;

$p = 30 + 360/l$ - при электротермическом способе натяжения арматуры, где l – длина натягиваемого стержня, p – в МПа.

Начальные контролируемые напряжения в арматуре S и S' при натяжении на упоры с учетом потерь от деформации анкеров и трения об огибающие приспособления:

$$\sigma_{con1} = \sigma_{sp} - \sigma_3 - \sigma_4; \quad \sigma'_{con1} = \sigma'_{sp} - \sigma'_3 - \sigma'_4.$$

Начальные контролируемые напряжения в арматуре S и S' при натяжении на бетон (с учетом того, что часть усилия тратится на обжатие бетона):

$$\sigma_{con2} = \sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp} = \sigma_{sp} - \alpha\sigma_{bp1} = \sigma_{sp} - \alpha \left(\frac{P}{A_{red}} + \frac{Pe_{op} y_{sp}}{I_{red}} \right);$$

$$\sigma'_{con2} = \sigma'_{sp} - \Delta\sigma'_{sp} = \sigma'_{sp} - \alpha\sigma'_{bp1} = \sigma'_{sp} - \alpha \left(\frac{P}{A_{red}} - \frac{Pe_{op} y'_{sp}}{I_{red}} \right),$$

где $\sigma_{sp}, \sigma'_{sp}$ - определяются без учета потерь предварительного напряжения;

$\sigma_{bp}, \sigma'_{bp}$ - определяются с учетом потерь предварительного напряжения;

$\alpha = E_s / E_b$ - коэффициент приведения (соотношение модулей упругости бетона и арматуры).

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

$$\gamma_{sp} = 1 \pm \Delta\gamma_{sp}.$$

Знак «+» принимается при неблагоприятном влиянии предварительного напряжения (т.е. на данной стадии работы конструкции предварительное напряжение снижает ее несущую способность или способствует образованию трещин), знак «-» - при благоприятном.

$\Delta\gamma_{sp} = 0,1$ - при механическом способе натяжения арматуры;

$\Delta\gamma_{sp} = 0,5 \frac{P}{\sigma_{sp}} \left(1 + \frac{1}{\sqrt{n_p}} \right) \geq 0,1$ - при электротермическом и электромеханическом способах

натяжения арматуры; n_p – число стержней напрягаемой арматуры в сечении элемента.

При определении потерь предварительного напряжения арматуры, а также при расчете по раскрытию трещин и по деформациям значение $\Delta\gamma_{sp}$ допускается принимать равным нулю.

Передачную прочность бетона к моменту обжатия R_{bp} устанавливают так, чтобы не создавался слишком высокий уровень напряжения σ_{bp} / R_{bp} , сопровождающийся значительными деформациями ползучести и потерей предварительного напряжения в арматуре. Рекомендуется R_{bp} принимать по расчету, но не менее 50% от нормативного сопротивления бетона сжатию R_{bn} .

С этой же целью ограничивают напряжения в бетоне σ_{bp} при обжатии, они не должны превышать предельных значений (предельные значения σ_{bp} / R_{bp} приведены в табл. 7 СНиП 2.03.01-84* «Бетонные и железобетонные конструкции»).

10.3. Потери предварительных напряжений

Начальные предварительные напряжения в арматуре не остаются постоянными, с течением времени они уменьшаются. Различают *первые потери* предварительного напряжения в арматуре, происходящие до начала эксплуатации конструкции, и *вторые потери* – за период эксплуатации.

Первые потери:

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

При механическом способе натяжения арматуры:

$$\text{- проволоочной} \quad \sigma_1 = \left(0,22 \frac{\sigma_{sp}}{R_{s,ser}} - 0,1 \right) \sigma_{sp};$$

- стержневой $\sigma_1 = 0,1\sigma_{sp} - 20$;

При электротермическом и электротермомеханическом способах натяжения арматуры:

- проволочной $\sigma_1 = 0,05\sigma_{sp}$;

- стержневой $\sigma_1 = 0,03\sigma_{sp}$;

Здесь σ_{sp} принимается без учета потерь, МПа.

2. Потери от температурного перепада, т.е. от разности температур в зоне нагрева и устройства, воспринимающего усилие натяжения при прогреве бетона.

При натяжении на упоры: $\sigma_2 = 1,25\Delta t$ - для бетонов классов В15 - В40;

$\sigma_2 = 1,0\Delta t$ - для бетонов классов В45 и выше;

где Δt - разность между температурой нагреваемой арматуры и неподвижных упоров (вне зоны нагрева), воспринимающих усилие натяжения, $^{\circ}\text{C}$. При отсутствии точных данных принимается $\Delta t = 65^{\circ}\text{C}$.

При натяжении на бетон потерь от температурного перепада нет, т.к. форма нагревается вместе с изделием.

3. Потери от деформации анкеров, расположенных у натяжных устройств, вследствие обжатия шайб, смятия высаженных головок. смещения стержней в инвентарных зажимах и т.п.

- при механическом способе натяжения на упоры: $\sigma_3 = \frac{\Delta l}{l} E_s$,

где $\Delta l = 2$ мм при обжатии шайб, смятии высаженных головок и т.п.;

$\Delta l = 1,25 + 0,15d$ - при смещении стержней в инвентарных зажимах, где d – диаметр стержня, мм,

l – длина натягиваемого стержня (расстояние между наружными гранями упоров формы), мм.

- при электротермическом способе натяжения на упоры: $\sigma_3 = 0$,

- при натяжении на бетон: $\sigma_3 = \frac{\Delta l_1 + \Delta l_2}{l} E_s$,

где $\Delta l_1 = 1$ мм – обжатие шайб или прокладок, расположенных между анкерами и бетоном элемента;

$\Delta l_2 = 1$ мм – деформация анкеров стаканного типа, колодок с пробками, анкерных гаек и захватов;

l – длина натягиваемого стержня, мм.

4. Потери от трения арматуры:

а) о стенки каналов или о поверхность бетона конструкций при натяжении на бетон: