

Министерство образования и науки Украины
ХАРКОВСКИЙ НАЦИОНАЛЬНЫЙ АВТОМОБИЛЬНО-
ДОРОЖНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ

Кафедра мостов, конструкций и строительной механики

А.В. Бильченко, Е.В. Бережная

КОНСПЕКТ ЛЕКЦИЙ
к дисциплине «Строительные конструкции»
для иностранных студентов
(Часть 1 - Железобетонные конструкции)

2016

Министерство образования и науки Украины

**ХАРКОВСКИЙ НАЦИОНАЛЬНЫЙ АВТОМОБИЛЬНО-
ДОРОЖНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ**

Кафедра мостов, конструкций и строительной механики

А.В. Бильченко, Е.В. Бережная

**КОНСПЕКТ ЛЕКЦИЙ
к дисциплине «Строительные конструкции»
для иностранных студентов**

Утверждено методическим
советом университета,
протокол № от 2016г.

Харьков
ХНАДУ
2016

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ АВТОМОБІЛЬНО-
ДОРОЖНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

До друку і в світ дозволяю
Проректор

І.П. Гладкий

КОНСПЕКТ ЛЕКЦІЙ
з дисципліни «Будівельні конструкції»
для іноземних студентів

Всі цитати, цифровий,
фактичний матеріал і
бібліографічні
відомості перевірені

Затверджено
Методичною радою
університету
протокол № від 2016р.

написання сторінок
відповідає стандартам

Укладачі:

А.В. Більченко
К.В. Бережна

Відповідальний за випуск

В.П. Кожушко

Харків, ХНАДУ, 2016

УДК 624.01 /075/ + 691.32 /075/

Бильченко А.В., Бережная Е.В.
Конспект лекций к дисциплине «Строительные конструкции» для
иностраных студентов. Харьков: ХНАДУ, 2016.

Рассмотрены характеристики материалов для железобетонных
конструкций, методика расчета железобетонных конструкций работающих
на изгиб, предварительно-напряженные железобетонные конструкции.

Ил.17; библиогр.: 3

© Бильченко А.В., Бережная Е.В 2016

© ХНАДУ, 2016

СОДЕРЖАНИЕ

Лекция 1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О ЖЕЛЕЗОБЕТОН ИСТОРИЯ РАЗВИТИЯ. КЛАССИФИКАЦИЯ, ДОСТОИНСТВА И НЕДОСТАТКИ

- 1.1. Общие сведения о железобетоне.
- 1.2. История развития науки и техники в области железобетона. Роль российских и украинских ученых в развитии науки о железобетонных конструкциях.
- 1.3. Железобетон - как материал. Возможности создания этого материала.
- 1.4. Основные требования, предъявляемые к железобетону, классификация, достоинства и недостатки.

Лекция 2. МАТЕРИАЛЫ, ИСПОЛЬЗУЕМЫЕ В ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТАХ

- 2.1. Бетон: общие сведения, классификация, структура.
- 2.2. Прочность, классы и марки бетонов, определения физико-механических характеристик, виды прочности.
- 2.3. Деформативность бетонов, виды деформативности и их характеристика. Усадка и ползучесть.
- 2.4. Арматура: общие сведения, классификация.
- 2.5. Прочность, факторы влияющие на нее, определение класса арматуры.
- 2.6. Свойства арматурных сталей.
- 2.7. Конструктивные требования к изготовлению железобетонных элементов.

Лекция 3. МЕТОДЫ РАСЧЕТА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ. РАСЧЕТ ПО НОРМАЛЬНЫМ СЕЧЕНИЯМ.

- 3.1. Методы расчетов.
- 3.2. Стадии напряженно - деформированного состояния железобетонного элемента.
- 3.3. Расчет по прочности по нормальным сечениям железобетонного элемента с одиночной арматурой.
- 3.4. Расчет по прочности по нормальным сечениям железобетонного элемента с двойной арматурой.
- 3.5. Расчет по прочности по нормальным сечениям железобетонного элемента таврового сечения.

Лекция 4. РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО ЭЛЕМЕНТА ПО НАКЛОННЫМ СЕЧЕНИЯМ

- 4.1. Возникновение наклонных трещин, причины и расположения.
- 4.2. Проверки, выполняемые перед расчетами по наклонным сечениями.
- 4.3. Условия прочности при расчетах по наклонным сечениям.
- 4.4. Расчет поперечных стержней.
- 4.5. Расчет отогнутых стержней.

Лекция 5. СЖАТЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

5.1. Конструктивные особенности сжатых элементов.

5.2. Расчет сжатых элементов прямоугольного сечения.

Лекция 6. ПРЕДВАРИТЕЛЬНО-НАПРЯЖЕННЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

6.1. История возникновения предварительно напряженных железобетонных конструкций.

6.2. Последовательность изменения напряжения по сечению балки.

6.3. Типы предварительно напряженных элементов и средства натяжения арматуры.

6.4. Материалы, применяемые при изготовлении предварительно напряженных элементов.

6.5. Применение предварительно напряженных конструкций.

Лекция 7. РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО-НАПРЯЖЕННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПО ПРОЧНОСТИ

7.1. Учет потерь предварительно напряженной арматуры.

7.2. Определение контролируемых напряжений и величины обжатия бетона.

7.3. Условие прочности изогнутого предварительно-напряженного элемента.

Лекция 1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О ЖЕЛЕЗОБЕТОН ИСТОРИЯ РАЗВИТИЯ. КЛАССИФИКАЦИЯ, ДОСТОИНСТВА И НЕДОСТАТКИ

План

- 1.1. Общие сведения о железобетоне.
- 1.2. История развития науки и техники в области железобетона. Роль российских и украинских ученых в развитии науки о железобетонных конструкциях.
- 1.3. Железобетон - как материал. Возможности создания этого материала.
- 1.4. Основные требования, предъявляемые к железобетону, классификация, достоинства и недостатки.

1.1. Общие сведения о железобетоне

Дисциплина «Строительные конструкции» изучает теорию, расчеты и правила эксплуатации зданий и сооружений различных систем и различные строительные материалы. Курс базируется на знаниях сопротивления материалов, строительной механики, строительных материалов, оснований, фундаментов и архитектуры промышленных зданий.

Дисциплина состоит из двух разделов:

1. Железобетонные конструкции.
2. Металлические конструкции, дерево и пластмассы.

В наше время для изготовления строительных конструкций в промышленном строительстве используются:

- железобетон - 75 %
- кирпичная кладка - 16%
- металл - 2%
- дерево и
- пластмассы - 7 %

Таким образом, основная масса конструкций изготавливается из железобетона, поэтому изучению этого раздела уделяется большое внимание. Вопрос расчета железобетонных конструкций и их сооружения является наиболее сложным в области проектирования и строительства промышленных зданий, и от его успешного решения, в значительной степени, зависит стоимость сооружения в целом, надежность ее в эксплуатации. Задачи, поставленные перед строителями, неразрывно связаны с повышением уровня индустриализации строительного производства и качества конструкций. Студенты, которые начинают изучать курс железобетонных конструкций, уже усвоили принципы объемно-планировочных решений зданий и сооружений и знают определения их геометрических параметров. Курс железобетонных конструкций базируется на знаниях курса сопротивления материалов.

1.2 . История развития науки и техники в области железобетона. Роль российских и украинских ученых в развитии науки о железобетонных конструкциях

Возникновение железобетона вызвано периодом ускоренного развития промышленности, торговли и транспорта во второй половине XIX века, когда возникла необходимость в строительстве большого количества фабрик, заводов, мостов, портов и других сооружений. Технические возможности производства железобетона уже были: цементная промышленность и черная металлургия были достаточно развиты.

На протяжении всей истории человечество строило сооружения из камня и дерева. С развитием металлургии в XVII и XVIII веках начали использовать чугун для сжатых элементов. А сталь начали использовать только в XIX веке. Ранее сталь использовалась только для изготовления оружия, потому что она была очень дорога. С развитием литейного производства сталь перестала быть редким материалом, но осталась все же дорогим материалом даже в наше время.

Соединил бетон и сталь в 1864 году французский садовник, он изготавливал формы для цветов и догадался свое изобретение запатентовать. Это и есть точка отсчета изобретения железобетона, хотя конструкции из армированного цемента уже применялись во Франции (Ламбо 1850, Куанье 1854), Англии (Уилкисон 1854). Но прошло почти 20 лет, пока это изобретение начали применять в строительстве. Только в 1885 году зарегистрированы первые железобетонные строительные конструкции. С этого времени железобетон начал быстро распространяться и вытеснять другие строительные материалы.

Создание первых теоретических основ расчета железобетона и принципов его конструирования связано с работами таких инженеров как Консидера, Геннебика (Франция) Кеннена, Мерша (Германия). К концу XIX века сложилась теория расчетов железобетона с допустимыми напряжениями, которая основана на принципах сопротивления материалов.

В России развитие железобетона связано с исследованиями профессора Белелюбского Н. А. (с 1885 г.), Абрамова Н. Н., Некрасова Н. Н..

С развитием строительства оказывались недостатки железобетона как сочетание двух линейно - деформируемых материалов по условно допустимым напряжениями. В конце 1931 А. В. Лолейт выдвинул принципы новой теории расчетов железобетона с разрушительными силами. Основой этой теории является то положение, что при изгибе железобетонной балки, вследствие развития пластических деформаций в арматуре и бетоне в стадии разрушения, напряжения достигают предельных значений, что и определяет разрушительный момент. На основании теории расчетов железобетона с разрушительными силами в 1956 году профессором Гвоздевым А. А. была предложена новая теория расчетов по предельным состояниям, которой пользуются сейчас.

Применение железобетонных конструкций в строительстве в нашей стране можно разделить на два периода, в зависимости от интенсивности внедрения.

Первый период закончился 1945-1946 годами. В этот период железобетон применяли, в основном, в промышленном и гидротехническом строительстве в виде монолитных элементов или сооружений в целом.

Второй период начался после Великой Отечественной войны и продолжается до сих пор. Он характеризуется широким и интенсивным применением железобетона не только в промышленном, но и в гражданском жилом, транспортном, дорожном и сельскохозяйственном строительстве.

Применение сборного железобетона сделало переворот в строительной технике. Значительный прогресс был достигнут и в области расчетов железобетонных конструкций. Организовано проектирование типовых конструкций, создана номенклатура унифицированных и типовых железобетонных изделий массового производства.

1.3. Железобетон - как материал. Возможности создания этого материала

Железобетоном называется строительный материал, в котором объединены в монолитное целое бетон и сталь (т.е. арматура). Почему же тогда называем железобетон, а не сталобетон? Это связано с развитием науки и техники XIX века, когда любой стальной металл называли железом. Но мы знаем, что железо в чистом виде может существовать только в лабораторных условиях, а любая смесь железа с другими химическими элементами - это уже сталь.

Что же позволило объединить такие, кажется, разные элементы как камень (бетон) и сталь?

Совместная работа железа и бетона возможна только благодаря таким их свойствам:

1. Одинаковом коэффициенту линейного расширения бетона и стали:
для бетона - 0,00001 - 0,000015;
для стали - 0,000012.

Сама природа обусловила, чтобы человечество когда-то использовало этот фактор и создало искусственный камень, который бывает в жидком и твердом состоянии.

2. Свойство сцепления, как ее еще называют - свойство склеивания, между бетоном и поверхностью арматуры, которое возникает при твердении бетона.
3. Защищенность стальной арматуры от коррозии.

Какие еще свойства позволили железобетону быстро развиваться и вытеснять другие строительные материалы? Вот они:

1. Бетон, кроме стали, состоит из местных строительных материалов: щебня, песка, воды и вяжущего (цемента), что значительно его удешевляет.

2. Бетон - это искусственный камень, который создается человеком при обычных температурных и влажностных условиях и приобретает любую форму, так как бывает в жидком состоянии.
3. Относительно малая стоимость железобетона, так как арматура применяется в очень малых количествах.
4. По прочности он не очень отличается от природных камней и полностью удовлетворяет потребности строительства.

Ранее было сказано, что железобетон - это сочетание бетона и стали в монолитном целом. Возникает вопрос, сколько необходимо стали, чтобы изготовить железобетонный элемент.

Рассмотрим изогнутую под нагрузкой балку. Из-за сопротивления материалов в поперечном сечении балки возникнут сжатая и растянутая зоны. В условиях упругого материала эти зоны одинаковы. Железобетон не относится к упругому материалу, ибо, как и природный камень, бетон лишь очень хорошо работает на сжатие и очень плохо - на растяжение. Это знали наши далекие предки, поэтому камень в конструкциях зданий ставили работать только на сжатие. Для этого над окнами и дверями делали арки или замки. Камень на сжатие работает в 10-20 раз лучше, чем на растяжение. Таким образом, в нашем случае зона сжатия в бетонной балке должна быть в 10 раз меньше, чем зона растяжения, тогда конструкция будет в равновесии. Это увеличивает габариты конструкции и ее собственный вес. Чтобы избежать это, в растянутую зону ставят стальной стержень, который воспринимает всю растягивающую силу. Для уравнивания сжатой и растянутой зон необходимо поставить 2-3% площади арматуры от общей площади бетонного сечения. Этот фактор и обусловил экономичность железобетона и его широкое применение.

1.4 . Основные требования, предъявляемые к железобетону, классификация, достоинства и недостатки

Прежде всего, перечислим те основные достоинства, которые предоставили возможность железобетону стать основным строительным материалом в наше время:

1. Достаточная для практических целей прочность и жесткость, при этом прочность со временем становится еще больше.
2. Долговечность, которая может быть при плотном бетоне и достаточной величине защитного слоя.
3. Огнестойкость: обычный бетон выдерживает температуру до 200-400 °С.
4. Возможность механизации укладки бетона и изготовления арматурных каркасов и сеток.
5. Очень низкие затраты в процессе ухода за конструкциями при эксплуатации.
6. Возможность индустриализации, то есть изготовление конструкций на заводах.

Недостатки:

1. Очень большая теплопроводность.
2. Очень большая звукопроводность.
3. Большой собственный вес, что влияет на энергозатраты и уменьшает долю временной нагрузки.

Классификация железобетонных конструкций.

- 1) В зависимости от технологии изготовления, железобетон может быть:
 - а) сборным;
 - б) монолитным;
 - в) сборно-монолитным.
- 2) В зависимости от состояния арматуры:
 - а) обычный железобетон;
 - б) железобетон с предварительным напряжением арматуры.
- 3) В зависимости от функционального назначения:
 - а) железобетон, который применяется для изготовления несущих конструкций;
 - б) железобетон, который применяется для изготовления ограждающих конструкций;
 - в) железобетон, который применяется для гидротехнических конструкций.

Основные конструктивные требования, предъявляемые к железобетону:

1. Железобетонный элемент должен иметь определенную плотность, проектную прочность бетона и стали.
2. Арматурный каркас или сетка должны занимать в поперечном сечении проектное положение на основании конструктивных требований.
3. Для несущих железобетонных конструкций минимально допустимый проектный класс по прочности на сжатие тяжелого бетона - В12,5, бетона на ячеистых заполнителях и ячеистого - В10.
4. Срок твердения бетона, при котором достигается его проектный класс по прочности, достигает 28 суток, но передаточная прочность должна составлять не менее 70% проектной марки бетона.
5. Проектный класс арматуры определяется ее прочностью, способом производства, диаметром и технологией изготовления.

Лекция 2. МАТЕРИАЛЫ, ИСПОЛЬЗУЕМЫЕ В ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТАХ

План

- 2.1. Бетон: общие сведения, классификация, структура.
- 2.2. Прочность, классы и марки бетонов, определения физико-механических характеристик, виды прочности.
- 2.3. Деформативность бетонов, виды деформативности и их характеристика. Усадка и ползучесть.
- 2.4. Арматура: общие сведения, классификация.
- 2.5. Прочность, факторы влияющие на нее, определение класса арматуры.
- 2.6. Свойства арматурных сталей.
- 2.7. Конструктивные требования к изготовлению железобетонных элементов.

В лекции будут рассмотрены вопросы применения бетона и арматуры для создания железобетонных конструкций, определение их физико-механических характеристик для дальнейшего расчета железобетонных элементов и влияние на эти характеристики различных факторов.

2.1. Бетон: общие сведения, классификация, структура

Бетон как материал для железобетонных конструкций должен иметь определенные, заданные заранее физико-механические свойства:

1. Необходимую прочность и плотность.
2. Хорошее сцепление с арматурой.
3. Достаточную плотность защитного слоя, предохраняющего арматуру от коррозии.

В зависимости от условий эксплуатации бетон должен удовлетворять специальным требованиям:

- а) морозостойкость;
- б) жаростойкость;
- в) коррозионная стойкость.

Классификация бетонов:

1. В зависимости от удельного веса бетоны бывают:
 - а) тяжелые (удельный вес 2200-2500 кг/м³);
 - б) легкие (удельный вес 1800-2000 кг/м³);
 - в) ячеистые (удельный вес 800-1000 кг/м³).

Тяжелый бетон изготавливается из крупнозернистого заполнителя - гранита, лабрадорита и т.п. Легкий бетон - это бетон, в котором крупнозернистый заполнитель это керамзит, перлит и прочие пористые материалы. В ячеистых бетонах крупнозернистого заполнителя нет совсем (примером является пенобетон, где специальные химические добавки образуют пену, которая при застывании образует пористую структуру бетона).

2. В зависимости от условий твердения бетоны бывают:

- а) естественного твердения;
- б) бетоны с термовлажностной обработкой ($t + \text{влажность}$);
- в) автоклавного твердения ($t + \text{влажность} + \text{давление}$).

3. По зерновому составу:

- а) крупнозернистые;
- б) мелкозернистые.

2.2. Прочность, классы и марки бетонов, определения физико-механических характеристик, виды прочности

На прочность бетона оказывает влияние много факторов:

а) зерновой состав - его подбирают таким образом, чтобы объем пустот в смеси заполнителей был минимальным;

б) прочность заполнителей и характер их поверхности влияет на прочностные характеристики бетонов, поэтому бетон на щебне обладает большей прочностью, чем на гравии;

в) марка цемента и его количество (для изготовления бетона определенной прочности цемент берут на одну марку выше класса бетона);

г) количество воды (этот параметр характеризуется В/Ц отношением, а также удобоукладываемостью. Для химической реакции воды с цементом достаточно $\text{В/Ц} = 0,2$, но это будет жесткая смесь. Поэтому на практике принимают бетоны с $\text{В/Ц} = 0,4$, при этом теряется прочность. При твердении лишняя вода из смеси испаряется и остаются поры. Количество пор в одном объеме влияние на прочность. Поэтому чем больше В/Ц отношение, тем меньше прочность);

д) необходимая плотность бетона достигается подбором зернового состава и высококачественным уплотнением с помощью вибраторов. Увеличение плотности можно достичь с помощью пластификаторов, которые в растворе заполняют поры. Пори занимают до $1/3$ всего объема бетона.

Классы и марки бетона.

В зависимости от назначения железобетонных конструкций и условий их эксплуатации устанавливают следующие классы и марки бетона.

Классы бетона:

- класс бетона по прочности на осевое сжатие - "В"
- класс бетона по прочности на осевое растяжение - " B_t "

Марки бетона:

- марка бетона по морозостойкости "Z " важна для конструкций, подвергающихся во влажном состоянии действию переменного замораживания и оттаивания;
- марка по водонепроницаемости "W" необходима для сооружений эксплуатирующихся в воде (гидросооружения и дамбы);
- марка по плотности "Д" необходима если предъявляются требования к теплоизоляции конструкции.

Классом бетона по прочности на осевое сжатие "В" называют временное сопротивление сжатию бетонных кубов с размерами 15×15×15 см, испытанных через 28 суток при температуре 20°С.

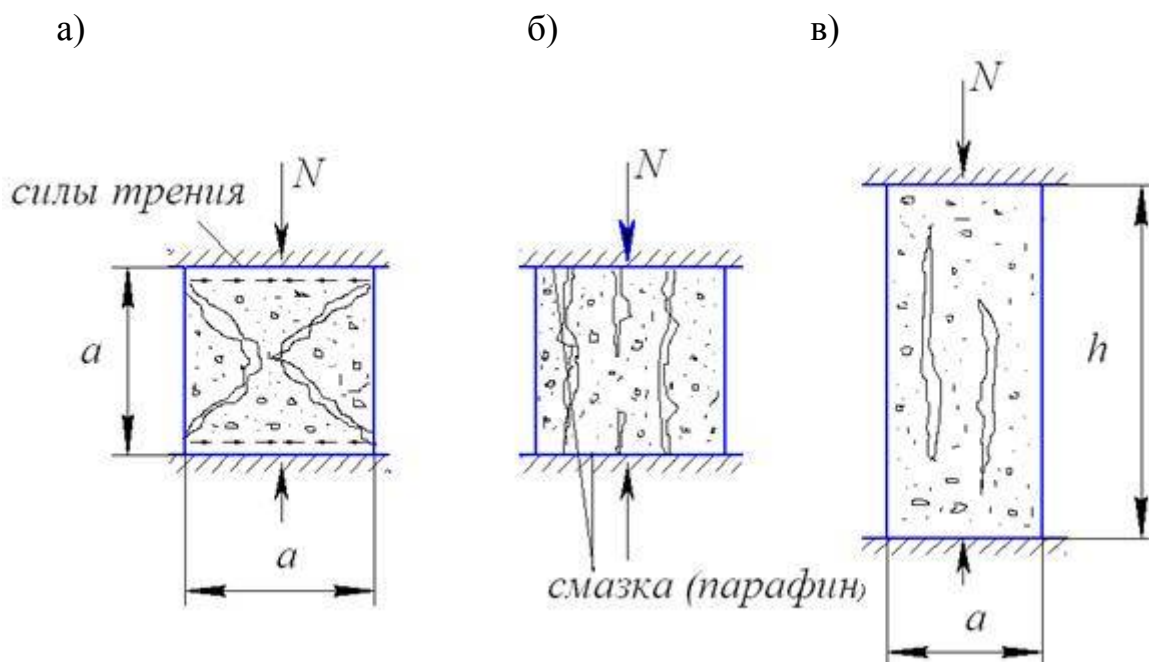


Рисунок 2.1 – Характер разрушения бетонных образцов (а – кубический образец, б – образец без трения, в – призматический образец)

Используя формулу $\varepsilon = \frac{\sigma}{E}$ определим деформации для бетона и стали ($E_b \approx 3,1 \cdot 10^5$; $E_s \approx 2,1 \cdot 10^6$) $\varepsilon_b = \frac{\sigma}{E_b}$, $\varepsilon_s = \frac{\sigma}{E_s}$, где $\sigma = \frac{N}{A} \rightarrow R$ (R – прочность материала).

Такая картина разрушения кубика связана с тем, что на площадях контакта бетона и стальных площадок пресса возникают силы трения, которые влияют на деформации бетона, и с удалением от зоны контакта они уменьшаются до нуля (рис. 2.1 а) этот эффект возникает потому, что модуль упругости бетона $E_b = 3,1 \times 10^5$ и стали $2,1 \times 10^6$ отличаются на порядок. При этом металлические пластины деформируются меньше чем бетон образца, а потому они сдерживают деформации бетона. Чтобы уменьшить влияние металлических пластин на бетон кубика необходимо уменьшить силы трения металла по бетону. Если смазать пластины машинным маслом, парафином или положить резину, трение уменьшится, но не исчезнет совсем. Если допустить, что трения совсем нет, тогда разрушение будет таким, как на рис. 2.1 б. Таким образом, испытывая кубики, мы получаем смешанную прочность металла и бетона. Чтобы получить разрушение чистого бетона, необходимо испытать призму по той же методике (рис.2.1а). Влияние металлических пластин будет, но на небольшом расстоянии. В средней части призмы бетон разрушается без влияния металлических частей, это и будет

его прочность R_b , которая называется нормативной. Чтобы уменьшить расход цемента, на практике испытывают кубики и получают класс бетона, а затем по таблицам по классу бетона определяют призмную прочность, которую и используют для получения расчетной прочности. Эти таблицы составлены научно-исследовательскими институтами, для упрощения методики проектирования.

Теперь остановимся на истории развития испытания прочности бетона, и почему кубик имеет размеры сторон по 15 см. До войны в нашей стране испытывался кубик 20 см, и эта прочность была очень близка к прочности в строительных конструкциях. Но после войны для возрождения страны необходимо было очень много цемента и выбрасывать на ветер миллионы тонн цемента при испытании кубиков 20×20 см было слишком дорого. Поэтому при определении прочности бетона перешли к кубикам со стороной 10 см (расход бетона сократился в 8 раз). Но оказалось, что прочность бетона превышалась, так как количество пор в кубике со сторонами 10 см было в 8 раз меньше, чем в кубике со сторонами 20 см, что значительно влияет на показатель прочности. Так продолжалось до 1962 г, пока в СНиП 1975 года размер сторон образца был увеличен до 15 см. При испытании призм получают нормативную прочность бетона, равную величине, полученной при испытании и умноженной на коэффициент надежной вероятности, учитывающий большое количество испытаний. Для расчетов необходимо принимать расчетную прочность, которую получают умножением нормативной на коэффициент надежности (для бетона $\approx 1,3$). Прочность на растяжение определяют путем испытания бетонных восьмерок на разрывающих устройствах.

2.3. Деформативность бетонов, виды деформативности и их характеристика. Усадка и ползучесть.

Если взять классическую формулу из курса сопротивления материалов $\varepsilon = \frac{\sigma}{E}$, то для бетона σ предельная величина будет R_b . Т.к E_b - модуль упругости материала практически не меняется, то получим деформации бетона. Деформации бетона, в зависимости от причин их возникновения, делят на силовые деформации и объемные деформации:

1. Силовые деформации:
 - а) деформации от кратковременной нагрузки,
 - б) деформации от долговременной нагрузки.
2. Объемные деформации (усадка, температурные деформации).

Необходимо знать, что бетон не подчиняется или частично подчиняется законам теории упругости, поэтому при расчетах железобетонных конструкций следует учитывать пластические деформации (рис.2.2).

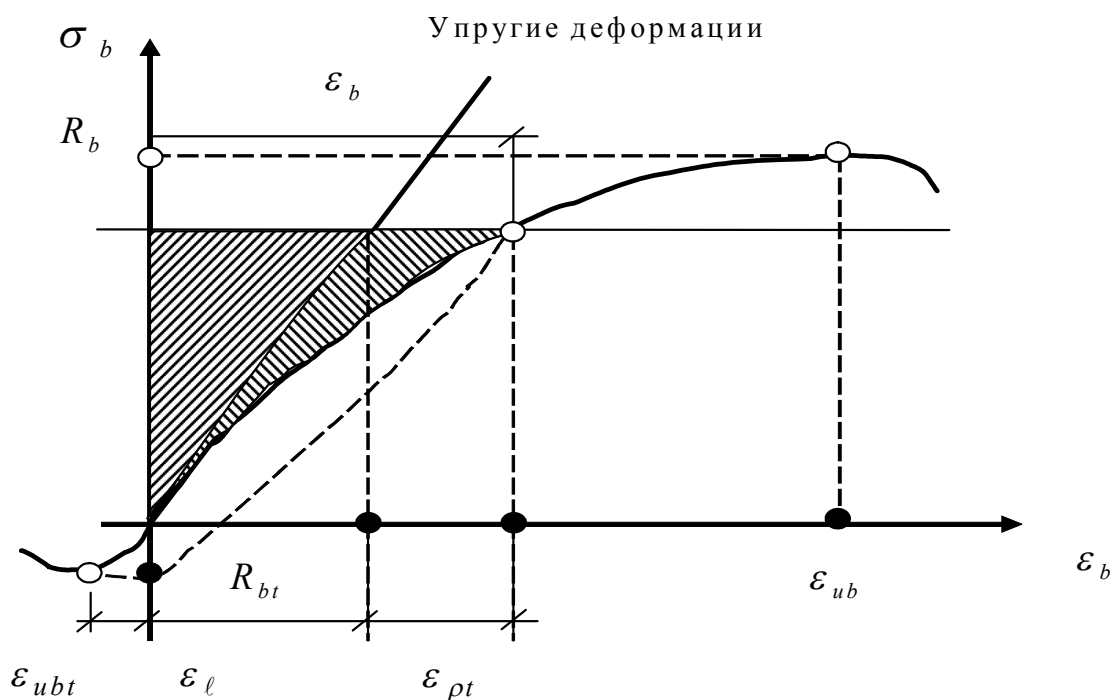


Рисунок 2.2. – Деформативность бетона при сжатии

Бетонам свойственно нелинейное деформирование (рис.2.2). Начиная с малых напряжений, в нем, кроме упругих деформаций ε_b , развиваются пластические деформации ε_{pt} .

Бетон обладает свойством уменьшаться в объеме при твердении в обычной воздушной среде. Эти деформации называются усадкой. Как правило, усадка бетона происходит наиболее интенсивно в начальный период, а дальше она затухает. Чем меньше влажность окружающей среды, тем больше усадочных деформаций.

Свойство бетона, которое характеризуется увеличением неупругих деформаций в течение некоторого времени при постоянном напряжении, называется ползучестью бетона. Деформации ползучести могут в 3-4 раза превышать упругие деформации. Природа ползучести бетона связана с его структурой, длительным процессом кристаллизации и уменьшением количества геля при твердении цементного камня.

2.4. Арматура: общие сведения, классификация.

Что касается непосредственно такого вопроса, как классы арматуры, то они зависят сразу от нескольких параметров. Это химический состав, технология проката, прочность, свариваемость, устойчивость к коррозии, технология послепрокатной обработки и так далее. Так что классы арматуры представлены в действительно широком ассортименте:

- AI, AII, AIII, AIV, AV и AVI. Такая маркировка считается несколько устаревшей. Она применяется в соответствии с ГОСТом 5781-82.
- A240, A300, A400, A500, A600, A800, A1000 это уже современное обозначение (появился еще один новый класс).

- стоит упомянуть еще и такие классы: Аt400, Аt500, Аt600, Аt800, Аt1000, Аt1200. Это термически упроченная арматура. Она применяется на заводах ЖБИ при создании преднапряженных железобетонных конструкций. К примеру, это могут быть преднапряженные плиты перекрытия.

Помимо этого классы и виды арматуры имеют дополнительные обозначения в виде специальных символов:

- В первую очередь – это буква «С». Она обозначает, что данные арматурные стержни пригодны к соединению с помощью электросварки. Да, такой способ вязки уже изжил себя, и сейчас повсеместно применяется вязание арматурных каркасов с помощью специальной проволоки, но все же в случае чего можно быть уверенным, что арматура действительно не боится электросварки.
- Применяют дополнительно и литеру «К». Это означает, что арматура имеет определенную коррозионную стойкость под напряжением.

Для большего удобства завод изготовитель наносит маркировку непосредственно на стержни. Если ее там нет, значит, она должна быть на торцах, или на хвостовых частях.

Также существует и совершенно иная классификация арматуры по ее профилю:

- Гладкая арматура - арматура класса АI или А240.
- Арматура периодического профиля (рифленая кольцевидная или елочная).

Эти два типа относят к гибкой арматуре, а прокатные профили называют жесткой арматурой.

По назначению разделяют: рабочую, конструктивную и монтажную арматуры.

Рабочая арматура устанавливается по расчету по действующему изгибающему моменту M и поперечной силе Q .

Конструктивная арматура устанавливается для соединения сжатой зоны бетона и растянутой зоны в одно единое целое, чтобы эти два материала работали совместно. Это происходит за счет конструктивной продольной арматуры в сжатой зоне и поперечной арматуры, определенной по расчету, или конструктивной.

Монтажная арматура устанавливается на период изготовления каркаса для придания ему устойчивости.

2.5. Прочность арматуры и факторы, влияющие на нее

Прочностные и деформаций арматурных сталей определяют по диаграмме σ - ε , которую получают в результате испытания образцов на растяжение. Горячекатаная арматурная сталь, которая имеет на диаграмме площадку текучести, имеет значительное удлинение после разрыва - до 25 % (мягкая сталь) (рис.2.3).

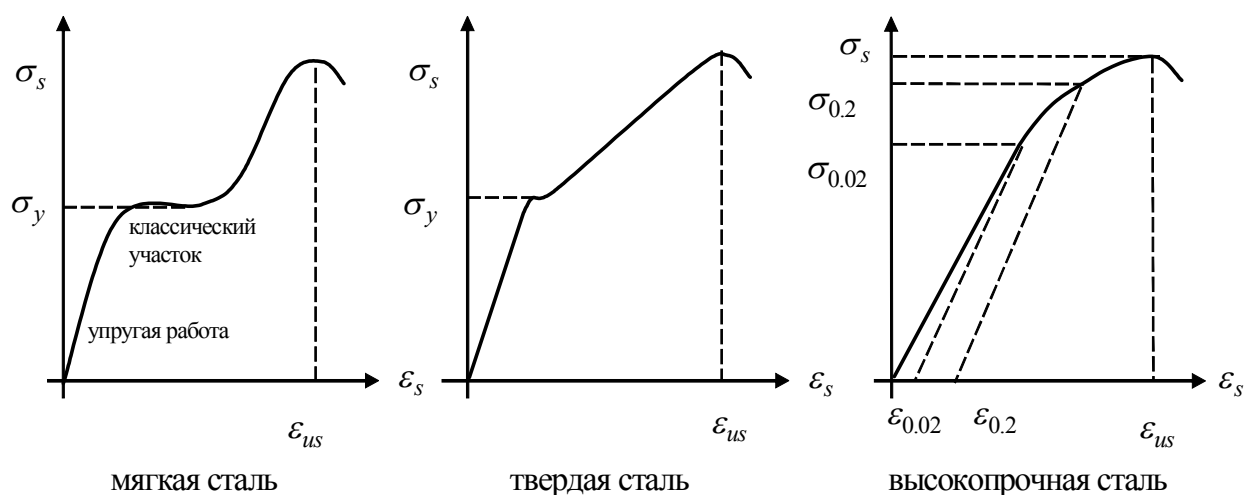


Рисунок 2.3 – Деформативность различных видов стали

Увеличение прочности горячекатаной арматурной стали и уменьшение удлинения при разрыве достигается введением в ее состав углерода и различных легирующих примесей: марганца, кремния, хрома, никеля и др. Содержание углерода более чем на $0,3 \div 0,5\%$ снижает пластичность и свариваемость стали. Марганец увеличивает прочность стали без снижения ее пластичности и т.д. Прочность стали определяется по площадке текучести, которая учитывает упругие и пластические деформации.

Существенного увеличения прочности горячекатаной арматурной стали достигают термическим упрочнением или холодным деформированием. При термическом укреплении осуществляется закалка арматурной стали. Мягкая сталь имеет больший участок пластических деформаций чем в твердой стали, где этот участок совсем маленький.

Высоколегированные и термически упрочненные арматурные стали в пластическую стадию переходят постепенно и характеризуются отсутствием площадки текучести. Для этих сталей устанавливают условную границу текучести - напряжение $\sigma_{0,2}$, при котором остаточные деформации составляют $0,2\%$, а также условную границу упругости $\sigma_{0,02}$, при которой остаточные деформации равны $0,02\%$.

Вытяжка в холодном состоянии позволяет получать высокую прочность стержней большого диаметра. Многократное волочение (через несколько последовательно уменьшающихся в диаметре отверстий) в холодном состоянии позволяет получать высокопрочную проволоку. При этом временное сопротивление значительно увеличивается, а удлинение при разрыве становятся малыми ($4-6\%$) (рис. 2.3).

2.6. Свойства арматурных сталей

1. Пластические свойства арматурных сталей имеют большое значение для работы железобетонных конструкций под нагрузкой. Арматурная сталь имеет достаточную пластичность, если при испытании ее на изгиб в

холодном состоянии вокруг трубы толщиной, равной 3 или 5 диаметров стержня, она не ломается.

Снижение пластических свойств может стать причиной внезапного разрыва арматуры в конструкции под нагрузкой.

2. Свариваемость арматурных сталей - характеризуется надежностью соединения, отсутствием трещин и других пороков металла в швах и прилегающих зонах. Свариваемость имеет важное значение для механизированного изготовления сварных сеток и каркасов.

3. Холодноломкость или склонность к хрупкому разрушению под нагрузкой при отрицательных температурах (ниже -30 C°).

4. Усталостные разрушения арматурной стали - наблюдается во время действия многократного повторяющейся нагрузки и имеет характер хрупкого разрушения.

5. Динамическая прочность арматуры наблюдается при нагрузках большой интенсивности, действующих на сооружение за весьма короткий промежуток времени. В условиях высокой скорости деформирования арматурные стали работают упруго при напряжениях, превышающих физический предел текучести, при этом происходит запаздывание пластических деформаций.

6. Реологические свойства стали характеризуются релаксацией и ползучестью. Ползучесть возрастает с повышением напряжений и ростом температуры. Релаксация или уменьшение напряжений при постоянной длине, зависит от механических свойств сталей и их химического состава, технологии изготовления и условий применения.

2.7 . Конструктивные требования к изготовлению железобетонных элементов

1. Для армирования железобетонных конструкций применяют стержневую арматуру диаметром 10-40 мм, проволочную диаметром 3-8 мм и арматурные изделия из них.

2. Для армирования железобетонных конструкций без предварительного напряжения следует применять арматурную сталь класса АIII (А300, А400, А500, А600, А800, А1000) обычный арматурную проволоку диаметром 3-5 мм класса VI (А240), только для сварных сеток и каркасов допускается использовать стали классов АIII и АI.

3. Защитный слой должен быть в балках не менее 20 мм и не менее диаметра рабочей арматуры.

4. Расстояние между стержнями в первом ряду должно быть не менее 25 мм и не менее диаметра арматуры. То же самое в отношении высоты сечения; во втором ряду - 50 мм.

5. Количество арматурных стержней должна быть два, максимум три ряда. Только при таком количестве рядов рабочая высота поменяется незначительно.

6. Если высота каркаса больше, чем 60 см, в середине каркаса необходимо установить вспомогательный конструктивный стержень для устойчивости каркаса.
7. Один поперечный хомут может охватывать только 5 стержней.
8. По средствам соединения арматурных стержней в один каркас (сварные, вязаные).
9. При продольном соединении стержней может быть два случая:
 - а) при связывании стержней величина нахлестки должна быть $30d$;
 - б) при сварке с нахлестом или встык.

Лекция 3. МЕТОДЫ РАСЧЕТА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ. РАСЧЕТ ПО НОРМАЛЬНЫМ СЕЧЕНИЯМ.

План

3.1. Методы расчетов.

3.2. Стадии напряженно - деформированного состояния железобетонного элемента.

3.3. Расчет по прочности по нормальным сечениям железобетонного элемента с одиночной арматурой.

3.4. Расчет по прочности по нормальным сечениям железобетонного элемента с двойной арматурой.

3.5. Расчет по прочности по нормальным сечениям железобетонного элемента таврового сечения.

3.1. Методы расчетов.

Вернемся к истории развития железобетона. В конце прошлого столетия, когда железобетон как материал начали применять в строительстве, встал вопрос расчетов строительных конструкций. Тогда немецкий инженер Геннебек предложил метод расчета по допустимым напряжениям, в котором полностью использовались законы сопротивления материалов и железобетон воспринимается как упругий материал. Этим методом пользовались до 1936 года.

В 1932 году советский профессор Лоллейт предложил метод расчета железобетонных элементов по разрушающим усилиям. За основу было принято, что бетон - пластичный материал; расчет велся из стадии разрушения железобетона, но употреблялся один коэффициент запаса по прочности, по нагрузке и по работе бетона и стали, что, конечно, не отражало действительности, но было уже достаточно близко к реальности.

В 1956 году советский профессор Гвоздев предложил новый метод расчета железобетона по предельным состояниям. Вводятся две группы предельного состояния железобетонного элемента:

- первая группа - по несущей способности или прочности;
- вторая группа - по пригодности к нормальной эксплуатации, то есть на деформативность и ширину раскрытия трещин.

Прежде чем перейти к рассмотрению методов расчета, необходимо определить предмет расчета, т.е. те сечения в изгибаемых элементах, прочность которых определяет прочность всей конструкции и обеспечивает ей необходимую безопасность. Рассмотрим железобетонную балку на двух опорах, нагруженную симметрично двумя сосредоточенными силами (рис.3.1). Известно, что между точками приложения сил такая балка испытывает состояние чистого изгиба (поперечная сила равна нулю), а на участках между опорами и точками приложения сил действует изгибающий момент и поперечная сила постоянной величины. Представим себе

возможные схемы разрушения балки на первом и вторых участках. В середине балки при увеличении нагрузки в нижней зоне будет преодолена прочность бетона на растяжение, образуется трещина по нормали к продольной оси балки, затем в работу по восприятию момента вступит арматура, а при дальнейшем увеличении нагрузки произойдет разрыв арматуры и балка разрушится. Из этого следует, что необходимо проверять **прочность железобетонной балки по нормальному сечению** на действие изгибающего момента. На участках между опорами и точками приложения сил, благодаря действию поперечной силы при увеличении нагрузки будут образовываться наклонные трещины и разрушение балки может произойти по этой наклонной трещине. Следовательно, при действии поперечных сил требуется проверка **прочности железобетонного изгибаемого элемента по наклонному сечению**.

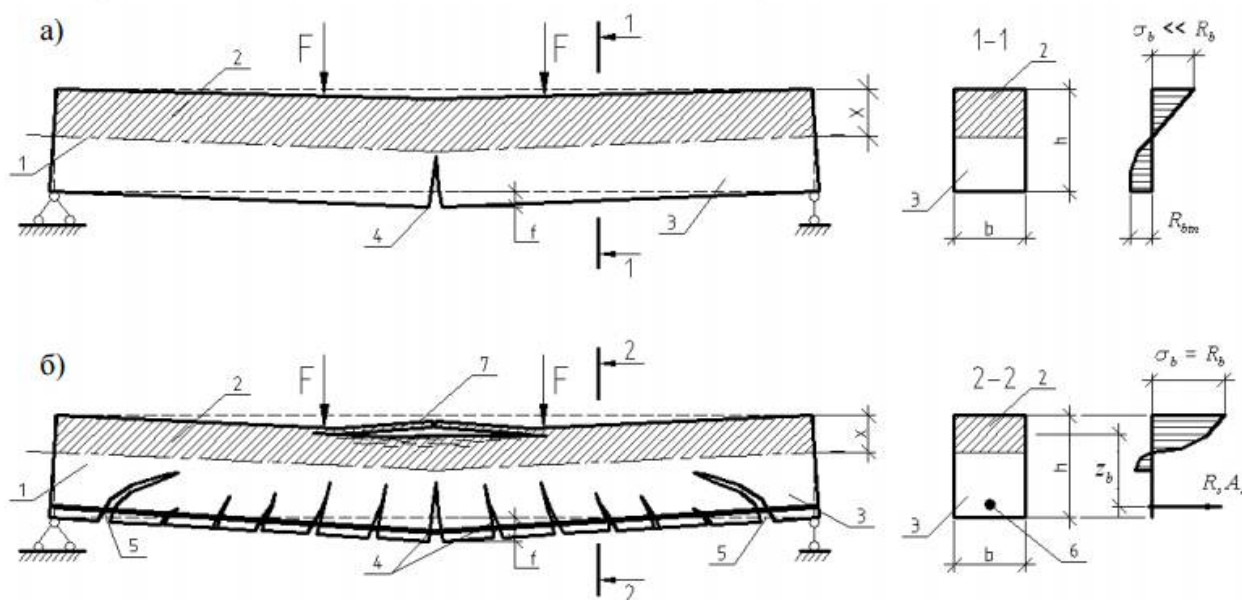


Рисунок 3.1 - Схема разрушения балки:

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.

Расчет по предельным состояниям конструкции в целом, а также отдельных ее элементов или частей следует выполнять для всех этапов: изготовление, транспортировка, монтаж и эксплуатация, так как на этих этапах может меняться расчетная схема элемента.

Метод расчета по предельным состояниям базируется на предпосылках метода расчета по разрушающим силам:

а) отказ от гипотезы плоских сечений и закона Гука, т.е. восприятие бетона как неупругого материала;

б) прочность сечения определяют по стадии разрушения элемента, а безопасность работы конструкции под нагрузкой оценивается не одним синтезирующим коэффициентом запаса, а коэффициентами надежности бетона, стали и нагрузки;

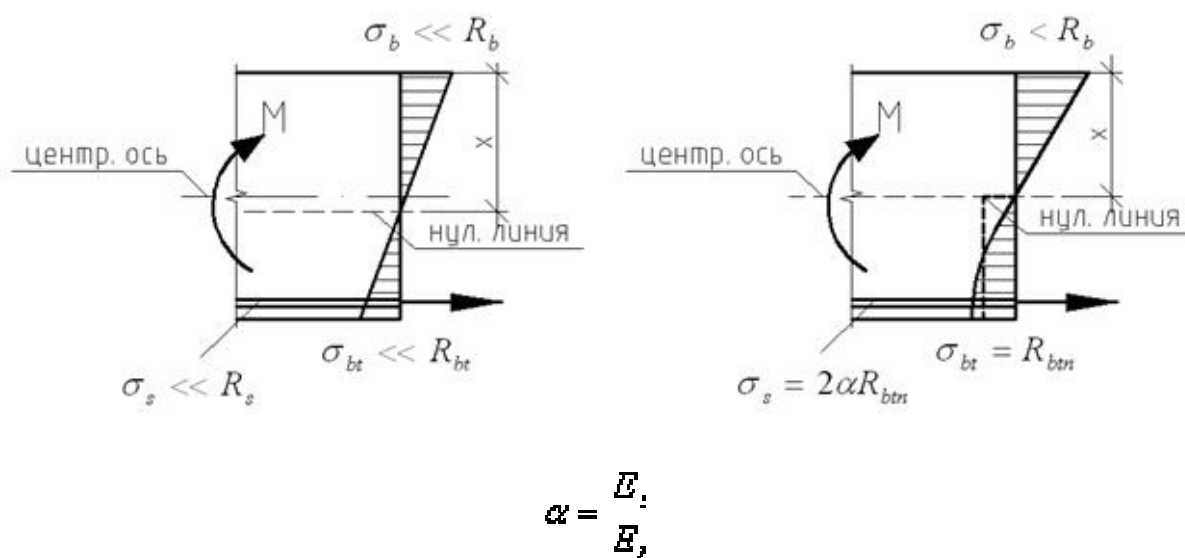
- в) эпюра сжатых напряжений в бетоне принимается прямоугольной, в которой ордината равна расчетной прочности бетона;
- г) все усилия растяжения воспринимаются растянутой арматурой.

3.2 . Стадии напряженно - деформированного состояния железобетона

Напряженное состояние балки в нормальном сечении при увеличении нагрузки проходит через несколько характерных стадий.

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. 3.2, а). Усилия в растянутой зоне воспринимает в основном бетон. Напряжения в арматуре незначительны.

Стадия I – стадия упругой работы элемента. С увеличением нагрузки, в связи с разной прочностью бетона на растяжение и сжатие, развиваются неупругие деформации растянутой зоны, эпюра напряжений становится криволинейной (рис. 3.2, б). Величина напряжений приближается к временному сопротивлению бетона на осевое растяжение. Конец I стадии наступает, когда деформации удлинения крайних волокон растянутой зоны 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_{btm} ($R_{bt,ser}$).



$$\alpha = \frac{E_1}{E_2}$$

Рисунок 3.2 – I стадия напряженно-деформированного состояния
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. При этом в напряжения в арматуре составляют 10% от ее прочности. В местах трещин растягивающие усилия воспринимает арматура и бетон над трещиной под нулевой линией. На участках между трещинами – арматура и бетон работают еще совместно.

По мере возрастания нагрузки напряжения в арматуре приближаются к пределу текучести R_s , т.е. происходит конец II стадии.

Эпюра нормальных напряжений в бетоне сжатой зоны по мере увеличения нагрузки за счет развития неупругих деформаций искривляется (рис. 3.3). Стадия II сохраняется значительное время, характерна для эксплуатационного состояния элемента. Усилия в этой стадии определяются умножением разрушающей нагрузки в III стадии на коэффициент надежности.

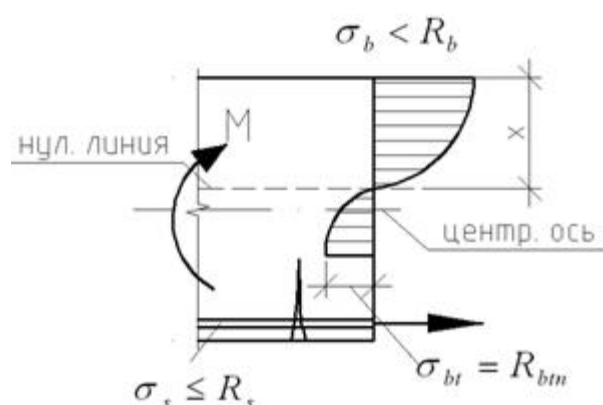


Рисунок 3.3 – II стадия напряженно-деформированного состояния
 x – высота сжатой зоны

По II стадии рассчитывают величину раскрытия трещин и кривизну элементов.

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 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. 3.4, 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. 3.4, б).

Стадия III используется в расчетах на прочность, т.к. всегда известно разрушающее усилие и здесь неопределенности не существует.

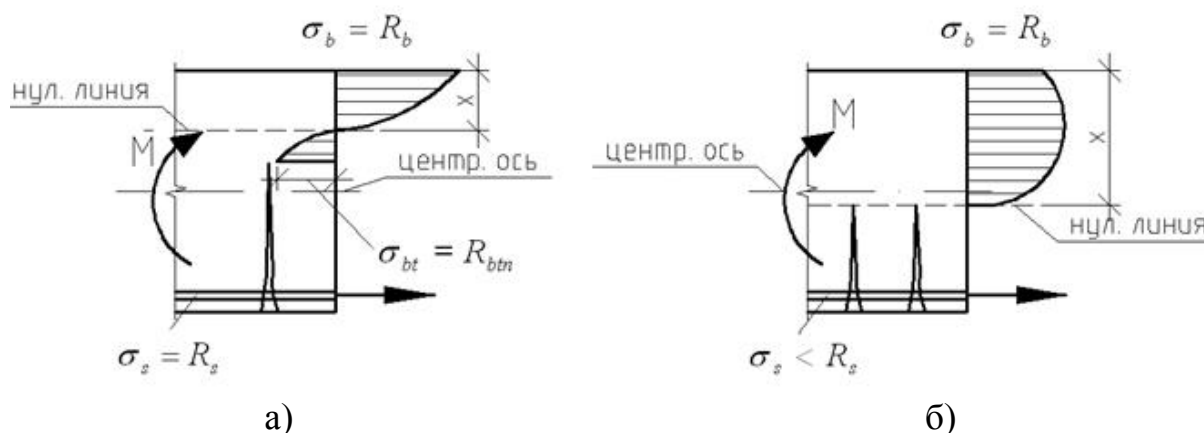


Рисунок 3.4 – III стадия напряженно-деформированного состояния
 а – 1 случай разрушения (по арматуре); б – 2 случай разрушения (по бетону).

Три стадии напряженного состояния являются основой расчета железобетонных изгибаемых элементов. По первой стадии определяется **момент образования трещин**, по второй рассчитывается **ширина раскрытия трещин**, по третьей – выполняется **проверка прочности сечений**. В расчетах на прочность криволинейная эпюра напряжений бетона сжатой зоны заменяется прямолинейной, и как показывает экспериментальная проверка, вносит погрешность не более 7%, т.к. определить площадь фигуры, очерченной параболой довольно сложно, тем более определить ее центр тяжести.

3.3. Расчет по прочности по нормальным сечениям железобетонного элемента с одиночной арматурой.

Рассмотрим для примера однопролетную железобетонную балку, нагруженную равномерно распределенной нагрузкой. На участках между опорами действуют одновременно изгибающий момент M и поперечная сила Q . Следовательно, прочность изогнутого элемента обязательно рассчитывают как по нормальному сечению (по M) так и по наклонным сечениям (по Q). При этом как изгибающие моменты, так и поперечные силы принимаются максимальные.

Для определения внутренних усилий в бетоне и арматуре запишем классическую формулу $\sigma = \frac{N}{A}$, тогда $N = \sigma A$, при этом на стадии разрушения напряжения в материале приближаются к своей расчетной величине $\sigma \rightarrow R$. Тогда $N_b = R_b A_b$ это сила, воспринимаемая сжатой зоной бетона, а $N_s = R_s A_s$ - сила воспринимаемая растянутой арматурой.

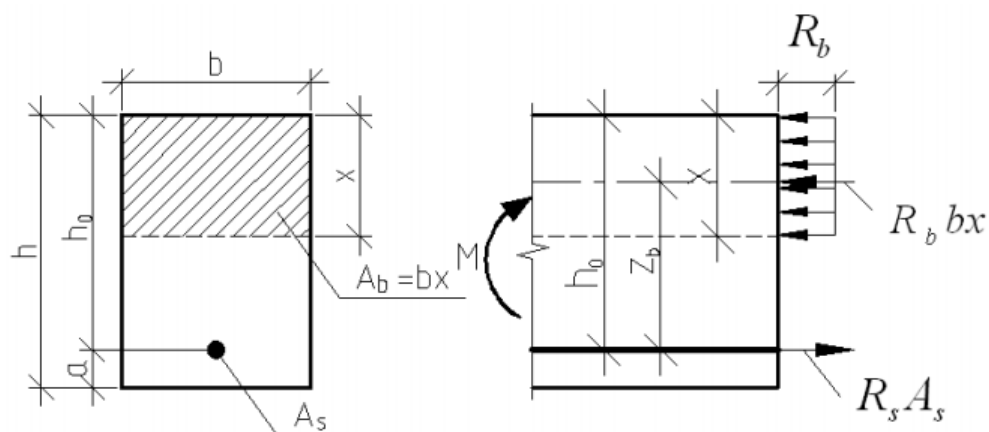


Рисунок 3.3 - Схема усилий в нормальном сечении изгибаемого элемента с одиночной арматурой.

Из расчетной схемы усилий видно, что на элемент действует изгибающий момент M , который зависит от расчетных нагрузок и расчетной схемы, а в арматуре и бетоне сжатой зоны действуют внутренние усилия и внутренний момент, которые вычисляются при напряжениях, равных расчетному сопротивлению бетона $R_b bx$. В растянутой зоне элемента ставится арматура A_s , которая воспринимает усилия растяжения $R_s A_s$. Эти усилия прикладываются в центре тяжести эпюры напряжения.

Определяем рабочую высоту сечения h_o – расстояние от центра тяжести растянутой арматуры до наружной грани сжатого бетона, для этого сначала вычислим толщину защитного слоя

$$a = h_{zc} + 0,5 d,$$

h_{zc} - защитный слой бетона (принимают согласно конструктивным требованиям), для балок не менее 20 мм и не менее диаметра арматуры;

d - диаметр рабочей арматуры (на этом этапе принимают наиболее распространенный для данного типа элемента на основе опыта проектирования);

Тогда
$$h_o = h - a.$$

Определяем плечо внутренней пары сил как расстояние между центрами тяжести растянутой арматуры и эпюры сжатого бетона

$$z_e = h_o - \frac{x}{2},$$

x - высота сжатой зоны элемента (для железобетона величина переменная, которая зависит от нагрузки и класса бетона).

Условие прочности сечения. Прочность элемента достаточна, если внешний расчетный изгибающий момент не превышает расчетной несущей способности сечения, которая отображается в виде противоположно направленного момента внутренних сил.

Условие прочности по бетону сжатой зоны
$$M \leq R_b bx \left(h_o - \frac{x}{2} \right),$$

условие прочности по растянутой арматуре $M \leq R_s A_s \left(h_0 - \frac{x}{2} \right)$.

Обязательным является условие равновесия внутренних усилий $R_b b x = R_s A_s$, следовательно разрушение элемента должно происходить одновременно по растянутой арматуре и сжатому бетону.

Из этого условия можно вычислить значение высоты сжатой зоны x

$$x = \frac{R_s A_s}{R_b b}$$

Расчет железобетонного элемента сводится к вычислению площади рабочей арматуры в растянутой зоне. Чтобы получить эту площадь, необходимо решить два уравнения с двумя неизвестными по законам математики. Подставим значения x в условие прочности, из этого условия вычисляем A_s . Площадью поперечного сечения b и h железобетонного элемента задаем исходя из действующей нагрузки.

Для упрощения расчетов можно пользоваться табличными методами. Для этого, вместо высоты сжатой зоны "x", воспользуемся относительной

высотой сжатой зоны $\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{R_s A_s}{R_b b h_0}$, $x = \xi h_0$.

Подставим в условие прочности, вместо x , его значение через ξ

$$M \leq R_b b \xi h_0 \left(h_0 - \frac{h_0 \xi}{2} \right),$$

$$M \leq R_b b \xi h_0^2 \left(1 - \frac{\xi}{2} \right).$$

Обозначим $\alpha_m = \xi \left(1 - \frac{\xi}{2} \right)$, коэффициент, который учитывает изменение высоты сжатой зоны "x" в зависимости от действующего момента, тогда $M = R_b b \xi h_0^2 \alpha_m$.

Можно вычислить α_m через известные физические параметры:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2}.$$

По таблицам определим через $\alpha_m \rightarrow \xi \rightarrow \eta$.

Тогда условие прочности по растянутой арматуре

$$M \leq R_s A_s \left(h_0 - \frac{h_0 \xi}{2} \right),$$

$$M \leq R_s A_s h_0 \left(1 - \frac{\xi}{2} \right).$$

Если принять $\eta = (1 - 0,5\xi)$, можно записать $M = R_s A_s h_0 \eta$, отсюда

$$\alpha_m = \frac{M}{R_s h_0 \eta}.$$

При условии равновесия внутренних усилий при разрушении элемента $R_b b h_o \xi = R_s A_s$,

$$\text{вычислим } A_s = \frac{R_b b h_o \xi}{R_s}, \quad \xi = \frac{R_s}{R_b A_b} \mu_s,$$

где $\mu_s = \frac{A_s}{b h_o}$ - коэффициент армирования, $\mu\% = 100\mu$.

Из анализа можно сделать вывод, что прочность сечения может быть обеспечена при различных "b" и "h" и количества арматуры в нем. В реальных условиях стоимость железобетонных элементов близка к оптимальной при значениях:

- для балок $\mu = 1...2\%$ $\xi = 0,3...0,4$;
- для плит $\mu = 0,3...0,6\%$ $\xi = 0,1...0,15$.

Размеры сечения "b" и "h" задаются или подбирают в такой последовательности: задаем ширину сечения "b" и "h" рекомендуемое значение коэффициента, находим значение α_m .

Тогда по зависимости $h_o = \sqrt{\frac{M}{\alpha_m \epsilon R_s}}$ вычисляем $h = h_o + a$ и назначаем

унифицированные размеры.

Определением площади рабочей растянутой арматуры расчет не заканчивается. Для конструирования необходимо, пользуясь таблицами, получить количество стержней и их диаметр в нескольких вариантах.

С точки зрения сцепления арматуры с бетоном и наиболее равномерного распределения по сечению напряжения оптимальным будет большое количество стержней малого диаметра. Но следует выдерживать и конструктивные требования к диаметру арматуры при конструировании того или иного элемента.

Следующим этапом является конструирование элемента, то есть распределение арматуры по поперечному сечению. Распределение арматуры в один ряд наиболее точно соответствует принятому по расчету. Второй ряд автоматически увеличивает величину "a" и уменьшает h_o , но допускается с некоторой погрешностью. Третий или четвертый ряды погрешность увеличивают до недопустимой величины, поэтому рекомендуется для промышленных элементов принимать не более двух рядов стержней.

Конструирование железобетонного элемента выполняется с соблюдением конструктивных требований.

3.4. Расчет по прочности по нормальным сечениям железобетонного элемента с двойной арматурой.

На практике встречаются случаи применения элементов с двойной арматурой, хотя арматура в сжатой зоне менее эффективна. Применение двойной арматуры возможно только в следующих случаях: а) необходимость в сжатой арматуре возникает тогда, когда сечение с одиночной арматурой

при заданных его размерах, классах бетона и стали оказывается переармированным, т.е. арматуры в растянутой зоне больше чем необходимо и условие равновесия $R_b b x \neq R_s A_s$ не соблюдается, т.е

$$\xi > \xi_R;$$

б) в случаях, когда действует двузначный изгибающий момент.

Суммарный предельный момент, воспринимаемый элементом с одиночной арматурой, при котором бетон сжатой зоны еще не разрушается, равен

$$M_b^{\max} = \alpha_R R_b b h_0^2,$$

$$\alpha_R \rightarrow \xi_R, \quad \xi_R = \frac{x_R}{h_0}, \quad \alpha_R = \xi_R \left(1 - \frac{\xi_R}{2}\right).$$

Очевидно, что существует предельное значение α_R и соответствующее ему предельное значение армирования, при превышении которого разрушение элемента будет начинаться уже не с растянутой арматуры, а с сжатого бетона.

При $\xi < \xi_R$ - первый случай, $\xi > \xi_R$ - второй случай.

Испытания показали, что ξ и ξ_R зависят от свойств бетона и арматуры. С увеличением прочности бетона наблюдается более хрупкое разрушение сжатой зоны бетона, что ведет к уменьшению ξ_R .

С увеличением прочности арматуры уменьшается ξ_R .

В результате испытаний получена эмпирическая формула определения предельной относительной высоты сжатой зоны

$$\xi_R = \frac{\varpi}{1 + \frac{\sigma_{SR}}{400} \left(1 - \frac{\varpi}{1,1}\right)}$$

где $\varpi = \alpha - 0,008 R_b$,

$\alpha = 0,85$ – для тяжелого бетона,

σ_{SR} – напряжения в арматуре, которое выбирают в зависимости от класса стали, предельное значение равно R_s .

σ_{SC} – предельное напряжение в арматуре в сжатой зоне (400 МПа).

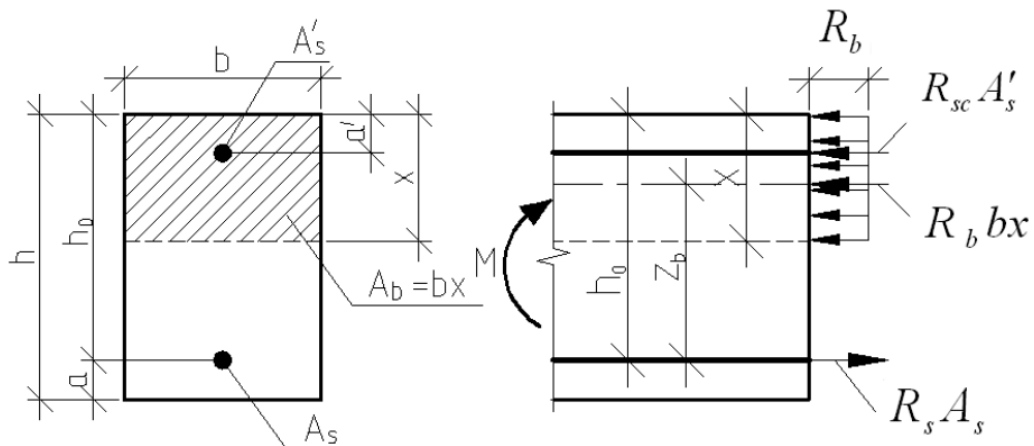


Рисунок 3.4 - Схема усилий в нормальном сечении изгибаемого элемента с двойной арматурой.

Рассмотрим прямоугольное сечение, армированное двойной арматурой.

Условие прочности железобетонного сечения с учетом усиления сжатой зоны арматурой A_s , при этом $a = a'$

$$M \leq R_e \vartheta x_R \left(h_0 - \frac{x_R}{2} \right) + R_{SC} A'_S (h_0 - a')$$

Условие равновесия внутренних усилий с учетом арматуры сжатой зоны

$$R_S A_S = R_e \vartheta x_R + R_{SC} A'_S$$

Рассмотрим следующие преобразования, где $x_R = \xi_R h_0$

$$M = R_e \vartheta \xi_R h_0 \left(h_0 - \frac{\xi_R h_0}{2} \right) + R_{SC} A'_S (h_0 - a'),$$

$$M = R_e \vartheta \xi_R h_0^2 (1 - 0,5 \xi_R) = R_e \vartheta h_0^2 \alpha_R, \quad \alpha_R = \xi_R \left(1 - \frac{\xi_R}{2} \right)$$

$$M = R_e \vartheta h_0^2 \alpha_R + R_{SC} A'_S (h_0 - a'),$$

$$A'_S = \frac{M - R_e \vartheta h_0^2 \alpha_R}{R_{SC} (h_0 - a')}, \quad R_S A_S = R_e \vartheta \xi_R h_0 + R_{SC} A'_S,$$

$$A_S = \frac{R_e \vartheta h_0 \xi_R}{R_S} + \frac{R_{SC}}{R_S} A'_S.$$

Для сталей AI, AII, AIII $R_S = R_{SC}$.

Если при одиночной арматуре оказывается, что $x > \xi_R h_0$, то арматуру в сжатой зоне необходимо ставить по расчету.

Если в изгибаемом элементе предусматривается продольная арматура в сжатой зоне, которая учитывается расчетом, то для предотвращения выпучиванию продольных стержней при сжатии, поперечную арматуру ставят: в сварных каркасах на расстоянии не более, чем $20d$, в вязаных каркасах - не более, чем $15d$ или по расчету.

Задачи по расчету железобетонных конструкций можно разделить на два типа: подбор площади рабочей арматуры (проектирование) и проверка прочности элемента. Рассмотрим эти задачи на примере расчета элементов с двойной арматурой.

Задача типа I. Заданы усилия и размеры элемента: необходимо определить площадь сечения арматуры A_S и A'_S .

Приступая к решению этой задачи, нам еще неизвестно, будет ли балка армирована одиночной или двойной арматурой, поэтому первоначально вычисляем коэффициент

$$\alpha_m = \frac{M}{R_e \vartheta h_0^2}; \quad \alpha_R = \xi_R \left(1 - \frac{\xi_R}{2} \right)$$

и если $\alpha_m \geq \alpha_R$, то необходимо выполнить двойное армирование.

Далее вычисляем площадь сжатой арматуры:

$$A'_S = \frac{M - R_b b h_0^2 \alpha_R}{R_{SC} (h_0 - a')}$$

Площадь растянутой арматуры

$$A_S = \frac{R_b b h_0 \xi_R}{R_S} + \frac{R_{SC} A'_S}{R_S}$$

По полученным площадям определяем количество стержней и их диаметр и распределяем по поперечному сечению в растянутой и сжатой зонах, следуя конструктивным требованиям.

Задача типа 2. Все данные известны $(M, Q, b, h, R_b, R_s, A_s, A'_s)$, необходимо проверить прочность железобетонного элемента при изменении нагрузки, т.е. меняться величины M и Q .

Определяем из условия равновесия внутренних усилий величину сжатой зоны "x"

$$x = \frac{R_s A_s - R_{SC} A'_S}{R_b b}$$

Из условия прочности проверяем прочность элемента

$$M \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{SC} A'_S (h_0 - a')$$

3.5. Расчет по прочности по нормальным сечениям железобетонного элемента таврового сечения.

Актуальность расчета таврового сечения связана с тем, что к расчетной схеме сечения в виде тавра с полкой в сжатой зоне сводится расчет целого ряда конструкций. Сюда можно отнести и собственно тавровые балки, двутавровые балки, элементы коробчатого профиля, пустотный настил, плиты типа 2Т, ребристые панели и ребристые плиты монолитных перекрытий. Все перечисленные изделия из железобетона характерны тем, что в них бетон максимально убирается из растянутой зоны, а полки в растянутой зоне предназначены только для лучшего размещения в них арматуры и придания жесткости конструкции. Многообразие элементов, расчет которых сводится к расчету тавра с полкой в сжатой зоне, иллюстрируется рис 3.5.

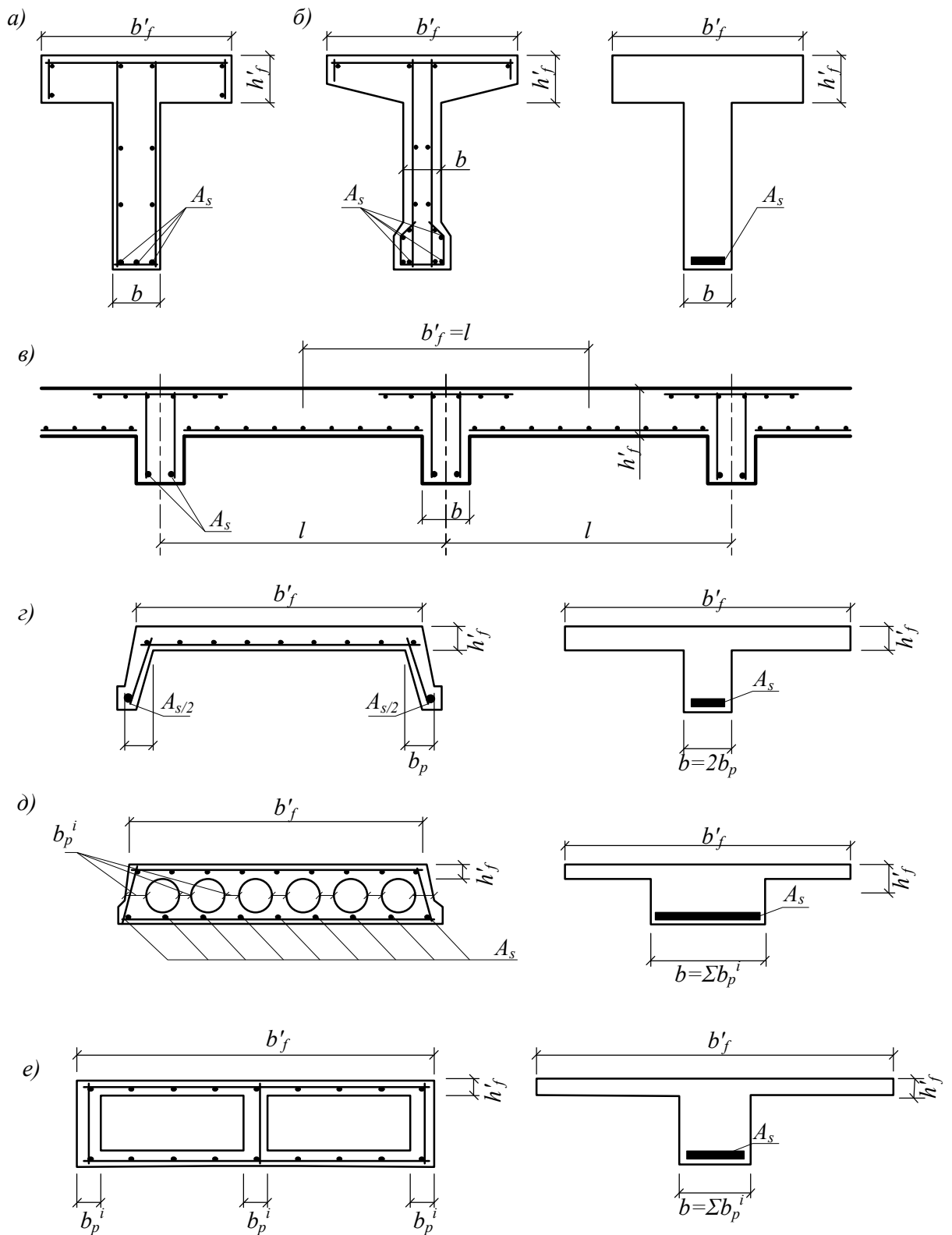


Рисунок 3.5 - Виды железобетонных конструкций, расчет которых по прочности сводится к расчету тавра с полкой в сжатой зоне:
 а – тавровая железобетонная балка; б – двутавровая балка и ее эквивалентное тавровое сечение; в – ребристое монолитное перекрытие; г – ребристая панель и ее расчетный эквивалент; д – панель с круглыми пустотами; е – панель коробчатого сечения

Из рисунка видно как сечения различных конструкций приводятся к эквивалентному тавровому. Полки в растянутой зоне исключаются т.к бетон в растянутой зоне в работе не учитывается, а толщина всех вертикальных стенок суммируется. При формировании расчетного сечения необходимо помнить, что широкие сжатые полки тавра неравномерно воспринимают напряжения сжатия. По мере удаления от стенки балки напряжения в полке уменьшаются, поэтому нормы ограничивают включаемую в расчет ширину полки. В отдельных балках ограничивается принимаемая в расчет ширина свесов. Если толщина полки $h'_f < 0,05 h$, сжатая полка вообще не учитывается и сечение рассчитывается как прямоугольное шириной b , если $0,05h < h'_f < 0,1h$, в расчет принимается ширина свесов равная $3h'_f$, а если $h'_f > 0,1h$ то $6h'_f$. В других случаях, принимаемая в расчет ширина свеса верхней полки в каждую сторону от ребра не должна быть более $1/6$ пролета элемента и не более:

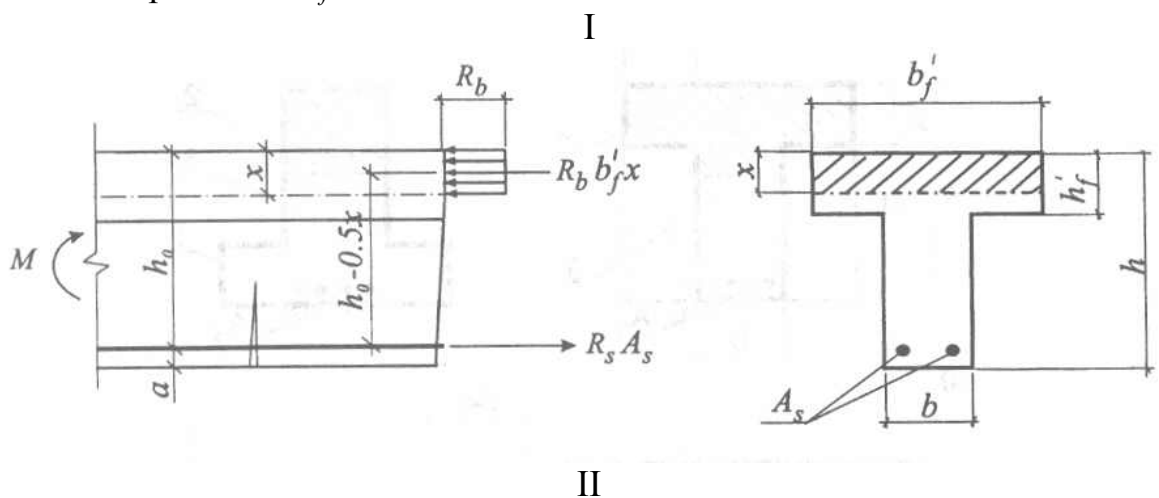
а) при наличии поперечных ребер или при $h'_f > 0,1h$ - $1/2$ расстояния в свету между ребрами;

б) при отсутствии поперечных ребер или при расстояниях между ними больших, чем расстояния между продольными ребрами и при $h'_f < 0,1h$ - $6h'_f$.

При рассмотрении тавровых сечений будем считать, что имеет место только одиночное армирование и требуется провести либо поверочный расчет, либо решать задачу прямого проектирования по определению необходимой площади поперечного сечения растянутой арматуры. Проверка несущей способности таврового сечения производится в зависимости от положения границы сжатой зоны бетона (рис. 3.6). Если граница проходит в пределах полки (рис. 3.6, I), т.е. выполняется условие

$$M_{x=h'_f} \leq R_b \cdot b'_f \cdot h'_f \cdot (h_0 - 0,5h'_f), \text{ где } R_b \cdot A_b = R_b b'_f h'_f \quad z_b = h_0 - \frac{h'_f}{2}$$

где b'_f - ширина полки тавра, расчет производится как для прямоугольного сечения шириной $b=b'_f$.



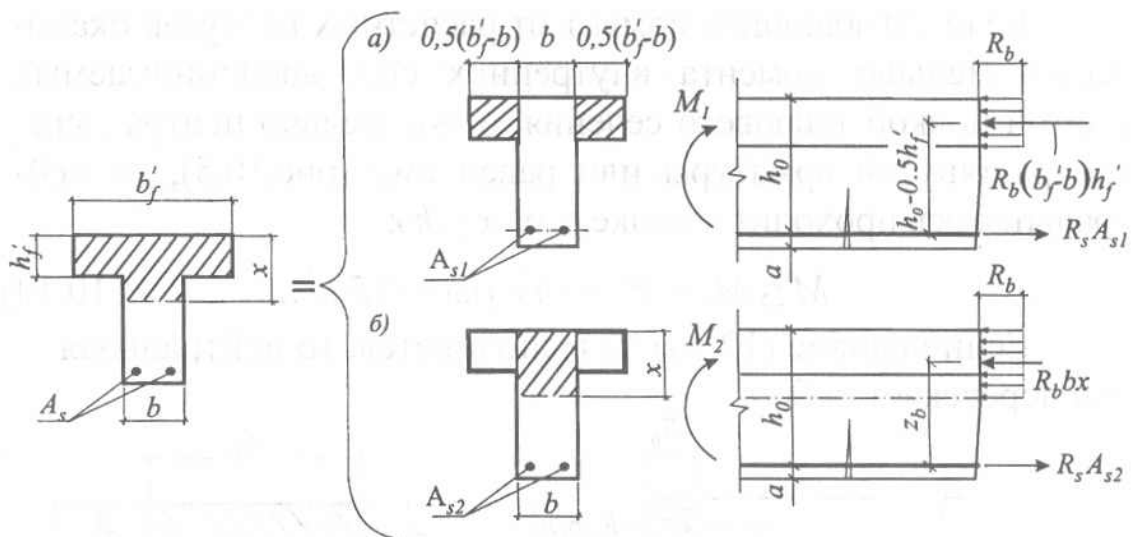


Рисунок 3.6 - К расчету таврового сечения с полкой в сжатой зоне:

I – граница сжатой зоны проходит в полке; II – граница сжатой зоны проходит в стенке балки

Если граница сжатой зоны находится ниже полки (рис.3.6, II), условие не соблюдается, расчет можно выполнить по схеме двух сечений, примененной ранее при расчете прямоугольного сечения с двойной арматурой. Снова воспользуемся принципом независимости действия сил и мысленно представим себе вместо одной балки две (рис.3.6, II). В первой балке сжаты только свесы полки, во второй сжатая зона бетона находится только в стенке балки. Найдем отдельно и в том и в другом случае необходимое армирование, а затем соединим эти две балки вместе. Тем самым мы получим искомый результат.

Проверка прочности выполняется из условия, что внешний момент разделяется на момент воспринимаемый стенкой и момент воспринимаемый полками

$$M < M_{\text{стенка}} + M_{\text{полки}}$$

где M – момент внешних сил; $M_{\text{стенка}}$ – момент, воспринимаемый стенкой балки; $M_{\text{полки}}$ – момент, воспринимаемый сжатыми свесами полки.

Соответственно и площадь поперечного сечения арматуры сложится из двух составляющих: A_{s1} – по стенке и A_{s2} – по свесам полки

$$A_s = A_{s1} + A_{s2}$$

Изгибающий момент, воспринимаемый за счет сжатых свесов полки равен при $z_n = h_0 - 0,5h'_f$

$$M_{\text{полки}} = R_b \cdot (b'_f - b) \cdot h'_f \cdot (h_0 - 0,5h'_f)$$

а площадь сечения арматуры A_{s2} вычисляется из условия равновесия сил в проекции на горизонтальную ось $R_b \cdot (b'_f - b) \cdot h'_f = R_s A_{s2}$

$$A_{s2} = \frac{R_b (b'_f - b) h'_f}{R_s}$$

Если решается задача поверочного расчета, т.е. величина A_s известна, с ее помощью найдем значение арматуры $A_{s1}=A_s-A_{s2}$ и далее определим границу сжатого бетона в стенке балки по соотношению

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

Зная границу сжатой зоны бетона в стенке, можно определить вторую составляющую момента внутренних сил – $M_{стенка}$ из формулы

$$M_{стенка} = R_s \cdot A_{s1} \cdot (h_0 - 0,5x) \text{ при } z_b = h_0 - 0,5x$$

Для упрощения расчета используем методику расчета прямоугольного сечения $x = h_0 \xi$ тогда $\alpha_m = \frac{M_{стенки}}{R_b b h_0^2}$ $\alpha_m \rightarrow \xi$

$$M_{стенка} = R_s \cdot A_{s1} \cdot (h_0 - 0,5h_0 \xi)$$

$$A_{s1} = \frac{M_{стенки}}{R_s h_0 (1 - 0,5\xi)} \quad A_s = A_{s1} + A_{s2}$$

Определяем количество стержней и их диаметр, распределение арматуры по ребру остается прежним по конструктивным требованиям.

Лекция 4. РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО ЭЛЕМЕНТА ПО НАКЛОННЫМ СЕЧЕНИЯМ

Ранее были рассмотрены расчеты железобетонного элемента по нормальным сечениям, т.е. расчеты прямоугольных и тавровых сечений при действии изгибающего момента (M). Но полный расчет железобетонного элемента состоит из расчетов по нормальным и наклонным сечениям.

План

- 4.1. Возникновение наклонных трещин, причины и расположения.
- 4.2. Проверки, выполняемые перед расчетами по наклонным сечениям.
- 4.3. Условия прочности при расчетах по наклонным сечениям.
- 4.4. Расчет поперечных стержней.
- 4.5. Расчет отогнутых стержней.

4.1. Возникновение наклонных трещин, причины и расположение.

Разрушение изогнутого элемента с наклонными сечениями происходит вследствие одновременного действия на него поперечных сил и изгибающих моментов. На приопорных участках напряженно-деформированное состояние, характеризуется теми же тремя стадиями, и в сечениях, нормальных к оси. Главные растягивающие и главные сжимающие усилия, возникающие при плоском напряженном состоянии, действуют под углом к оси (рис.4.1).

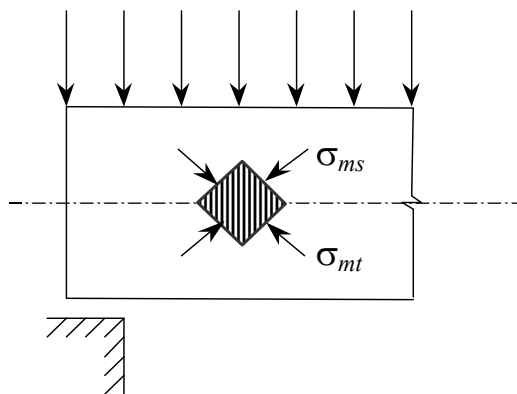


Рисунок 4.1 – Главные напряжения в бетоне у опоры балки

Если главные растягивающие напряжения σ_{mt} превышают сопротивление бетона на растяжение R_{lt} , возникают наклонные трещины; тогда усилия передаются на арматуру - поперечную, отогнутую, продольную. На основании этого можно определить те места, где возникнут трещины.

Для восприятия поперечных сил Q балка армируется поперечными стержнями (рис. 4.2 а,б) или поперечными и наклонными стержнями (рис. 4.2 в). При этом расчетные поперечные стержни располагаются на

крайних участках балки длиной $l/4$, в средней части балки располагаются конструктивные поперечные стержни.

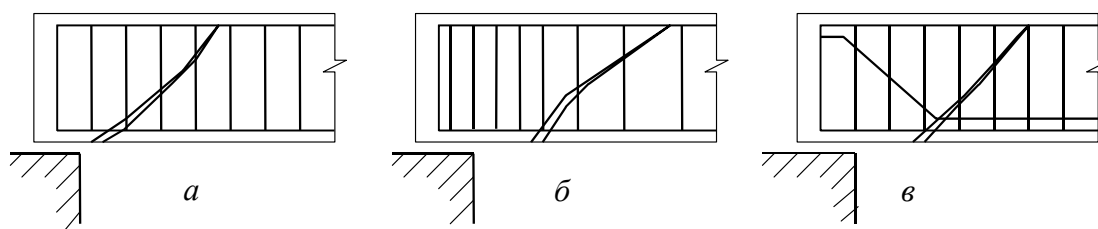


Рисунок 4.2 – Места расположения наклонных трещин:
 а) у опоры; б) в местах изменения шага поперечных стержней;
 в) в местах начала отгиба стержней

При дальнейшем увеличении нагрузки наклонные трещины раскрываются и происходит разрушение элемента. Картина разрушения будет разной, в зависимости от того, какое усилие привело к разрушению: моменты или перерезывающая сила

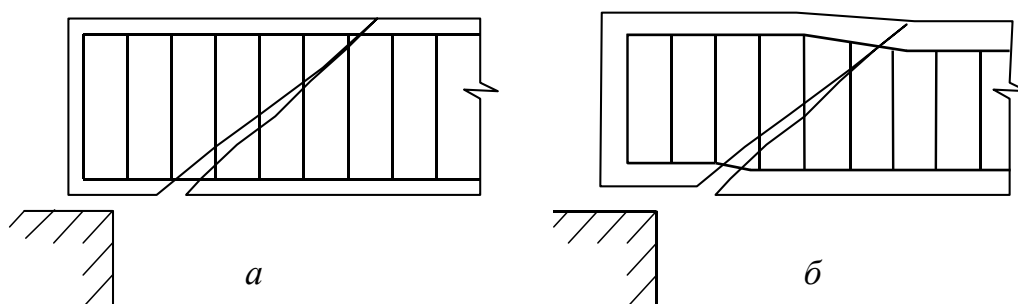


Рисунок 4.3 - Картина разрушения по наклонным сечениям:
 а) от действия изгибающего момента; б) от действия перерезывающей силы

Следует отметить, что при разрушении от перерезывающей силы происходит смещение одной части балки относительно другой (б).

4.2. Проверки, выполняемые перед расчетами по наклонным сечениям

Расчеты по наклонным сечениям всегда выполняют после подбора продольной арматуры по нормальным сечениям. Таким образом, приступая к расчетам по наклонным сечениям, размеры поперечного сечения элемента всегда известны. А удовлетворяют ли они условиям прочности при действии поперечной силы?

Поэтому перед расчетами выполняются две проверки. Первая проверка - на правильность заданных размеров. Если условие выполняется, то размеры поперечного сечения элемента при действии поперечной силы Q удовлетворительные.

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

где φ_{w1} - коэффициент, учитывающий влияние хомутов, нормальных к продольной оси элемента, при этом:

$$\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_w, \text{ но не более } 1,3$$

где $\alpha = \frac{E_s}{E_b}$; $\mu_w = \frac{A_{sw}}{bS}$;

S - шаг поперечных стержней,

A_{sw} - площадь поперечных стержней в одной плоскости.

$$\varphi_b = 1 - \beta R_b,$$

где $\beta = 0,01$ для тяжелого бетона.

Если условие не выполняется, то следует задаться новыми размерами поперечного сечения элемента “ b, h ”, а затем снова вычислить площадь продольной арматуры при нормальных сечений.

Вторая проверка выполняется на необходимость расчета по наклонным сечениям. То есть, если условие выполняется, то всю перерезывающую силу воспринимает на себя бетон и поперечная арматура выбирается согласно конструктивным требованиям.

$$Q \leq \frac{\varphi_{b3}(1 + \varphi_n)R_{bt}bh_0^2}{C},$$

где C - проекция расчетного сечения, принимают $C = 2h_0$;

R_{bt} – расчетное сопротивление бетона на растяжение;

φ_n - коэффициент, учитывающий продольную сжимающие силу от внешней нагрузки (как правило от нагрузки предварительного натяжения арматуры).

Однако Q должна быть в рамках максимальной и минимальной силы:

$$Q_{\max} = 2,5R_{bt}bh_0,$$

$$Q_{\min} = \varphi_{b4}(1 - \varphi_n)R_{bt}bh_0,$$

для тяжелого бетона $\varphi_{b3} = 0,6$, $\varphi_{b4} = 1,5$.

После выполненных проверок можно приступить к основным расчетам.

4.3. Условия прочности при расчетах по наклонным сечениям

На рассматриваемом припорном участке изогнутого элемента внешние нагрузки в виде поперечной силы и изгибающего момента уравниваются внутренними усилиями в бетоне над вершиной наклонного сечения, а также продольной и поперечной арматурой. Поэтому расчет прочности элемента выполняют по двум условиям: на действие изгибающего момента и действие поперечной силы.

Условие прочности сечения по моментам

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

$$M_d = R_s A_s Z_s + \sum R_{sw} A_{sw} Z_{sw} + \sum R_{sw} A_{s.inc} Z_{inc}$$

Что бы понять физически R_{sw} необходимо представить, что наклонная трещина пересекает несколько поперечных стержней, которые работают по разному, однако эту работу необходимо учесть, поэтому эту работу выразим через напряжения.

$$R_{sw} \approx \frac{R_{s1} + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_{ni} \dots}{n}$$

где n – количество стержней, которые пересекает трещина.

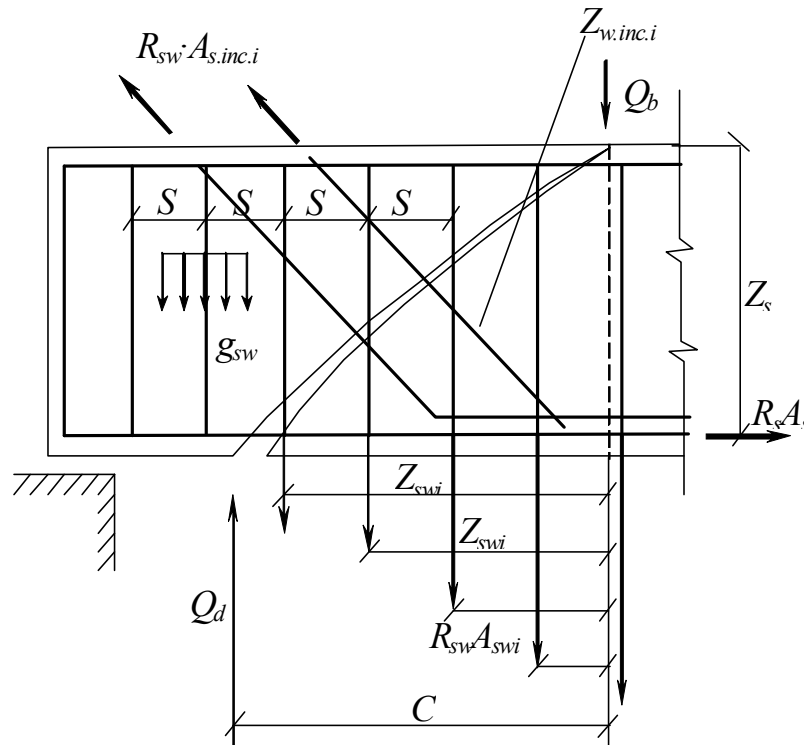


Рисунок 4.4 – Расчетная схема усилий для расчета по наклонным сечениям

где R_{sw} - расчетная прочность арматуры на растяжение по наклонным сечениям, принимается по таблицам в зависимости от класса стали, а физический смысл рассмотрен выше;

$A_{s.inc}$ - площадь отогнутой арматуры;

A_{sw} - площадь поперечной арматуры;

M_d - внешний изгибающий момент;

M_{sw} - момент, который воспринимается поперечными стержнями;

$M_{s.inc}$ - момент, который воспринимается отогнутыми стержнями.

Условие прочности по поперечной силе:

$$Q_d = Q_b + Q_{sw} + Q_{sinc}$$

где Q_d - поперечная сила, в вершине наклонного сечения, от действия нагрузки;

Q_b - поперечная сила, которая воспринимается сжатым бетоном над наклонным сечением, определяется по эмпирической формуле;

Q_{sw} - сумма поперечных сил, которые воспринимаются поперечными стержнями, в пределах проекции наклонной трещины C ;

$Q_{\sin c}$ - сумма поперечных сил, которые воспринимаются наклонными стержнями, в пределах проекции наклонной трещины.

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

где C - длина проекции наиболее опасного участка наклонной трещины, но не более чем $C = 2h_0$,

φ_f - коэффициент, который учитывает сжатую полку бетона таврового сечения, определяется по эмпирической формуле.

$$\varphi_f = 0,75 \frac{(b'_f - b)h'_f}{bh_0} \leq 0,5,$$

при этом $b'_f = b + 3h_f$.

При учете таврового сечения, поперечная арматура ребра балки должна быть надежно заанкерена в полке.

Коэффициент, учитывающий продольно приложенную нагрузку N , тогда $\varphi_n = 0,1 \frac{N}{R_{bt}bh_0} \leq 0,5$, при этом $1 + \varphi_f + \varphi_n \leq 1,5$.

Рассмотрим поперечную силу, которая воспринимается поперечными стержнями. С одной стороны это произведение единичной силы на длину проекции наклонной трещины

$$Q_{sw} = q_{sw}C$$

где q_{sw} - поперечная сила, которая приходится на единицу длины элемента.

С другой стороны эти усилия можно записать как сумму всех поперечных сил по поперечной арматуре

$$Q_{sw} = \sum R_{sw}A_{sw}.$$

Поперечная сила, воспринимаемая наклонными стержнями

$$Q_{s.inc} = \sum R_{sw}A_{s/inc} \sin \theta,$$

где θ - угол наклона отгибов ($45-60^\circ$) и зависит от высоты балки.

Знак суммы в перечисленных формулах принадлежит к количеству поперечных или отогнутых стержней, которые попали на проекцию "С" наклонного сечения.

4.4. Расчет поперечных стержней

В конструкциях промышленных зданий наклонные стержни используют очень редко, т.к. они усложняют технологию производства. Допустим, что $Q_{s.inc} = 0$.

Тогда $Q_d = Q_b + Q_{sw}$ обозначим $Q_b + Q_{sw} = Q_{wb}$

Значения Q_{wb} можно выразить через q_{sw} , $Q_{wb} = q_{sw}C + Q_b$,

$$Q_{wb} = q_{sw}C + \frac{\varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt}bh_0^2}{C},$$

берем $\varphi_f = 0$ (прямоугольное сечение), $\varphi_n = 0$ для элементов без предварительного напряжения.

Обозначим

$$\varphi_{b2}R_{bt}bh_0^2 = B.$$

Тогда

$$Q_{wb} = q_{sw}C + \frac{B}{C}.$$

Найдем положение наиболее опасной наклонной трещины (проекция "С") на возникновение которой необходима минимальная поперечная сила Q_d , т.е. возьмем производную значения Q_{wb} по "С" и приравняем 0

$$\frac{\partial Q_{wb}}{\partial C} = q_{sw} - \frac{B}{C^2},$$

$$q_{sw} - \frac{B}{C^2} = 0, \text{ тогда } C = \sqrt{\frac{B}{q_{sw}}}.$$

Далее подставим значение "С" в выражение Q_{wb} .

$$Q_{wb} = q_{sw}\sqrt{\frac{B}{q_{sw}}} + \frac{B}{\sqrt{\frac{B}{q_{sw}}}}.$$

Сделаем упрощение и получим значение Q_{wb}

$$Q_{wb} = 2\sqrt{Bq_{sw}} = 2\sqrt{\varphi_{b2}R_{bt}bh_0^2q_{sw}} \text{ тогда } q_{sw} = \frac{Q_d^2}{4\varphi_{b2}R_{bt}bh_0^2}.$$

Одновременно поперечную силу, яка воспринимается одним поперечным стержнем в одной плоскости, можно записать:

$$q_{sw}S = R_{sw}A_{sw}n_w,$$

где n_w – количество поперечных стержней в одной плоскости поперечного сечения, определяется после расположения в поперечном сечении продольной рабочей арматуры

$$S = \frac{R_{sw}A_{sw}n_w}{q_{sw}} < 500,$$

де 1. S - расчетная величина,

2. $S \rightarrow h$ - на приопорных участках ($l/4$ – при равномерно распределенной нагрузке)

при $h < 450\text{мм}$ $S = \frac{h}{2}$, но не более чем 150 мм,

$h > 450\text{мм}$ $S = \frac{h}{3}$, но не более чем 150 мм,

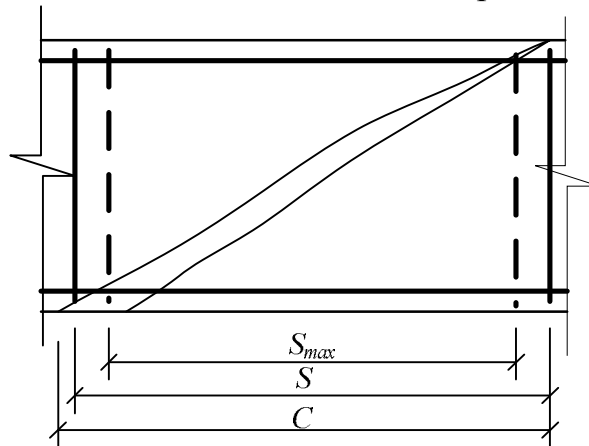
в средней части:

$h > 300\text{мм}$ $S = \frac{3}{4}h$, но не более чем 500 мм.

3. $S_{\max} = \frac{0,75\varphi_{b2}R_{bt}bh_0^2}{Q_d}$ определяется по следующей логической

схеме.

Допустим, что наклонная трещина возникла между двумя поперечными стержнями, т.е. $S = C$; можно найти S_{\max} , по формуле $Q_b = Q_d$, вводя при этом понижающий коэффициент 0,75, чтобы Q_d все-таки воспринималось не только бетоном, а и поперечную арматуру:



Из трех определенных выше значений S выбираем S_{\min} .

Тогда $A_{sw} = \frac{q_{sw}S_{\min}}{R_{sw}n_w}$.

По определенной площади A_{sw} находим диаметр поперечной арматуры. Для определения конструктивной поперечной арматуры принимаем ее диаметр из условия $d_n \geq 0,25d$, где d – диаметр продольной арматуры, определенной по M .

4.5. Расчет отогнутых стержней

При расчетах отогнутых стержней выходим из общей прочности по перерезывающей силе

$$Q_d \leq Q_b + Q_{sw} + Q_{s.inc}$$

Исходя из вышесказанного, перепишем

$$Q_d = Q_{wb} + Q_{s.inc} \text{ или } Q_d = Q_{wb} + \sum R_{sw} A_{s.inc} \sin \theta,$$

тогда

$$A_{s,inc} = \frac{Q_d - Q_{wb}}{R_{sw} n_{s,inc} \sin \theta},$$

где $n_{s,inc}$ – количество отогнутых стержней в одной плоскости поперечного сечения.

Как правило, отгибаются в сжатую зону продольные стержни, диаметр которых известен из расчета по моментам. Ориентируясь на это, определяем количество отогнутых стержней.

Лекция 5. СЖАТЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

План

- 5.1. Конструктивные особенности сжатых элементов.
- 5.2. Расчет сжатых элементов прямоугольного сечения.

5.1. Конструктивные особенности сжатых элементов.

К центрально сжатым элементам относят: средние колонны в зданиях и сооружениях; верхние пояса ферм, нагруженных по узлам; восходящие раскосы и стойки решетки ферм. В действительности, из-за несовершенства геометрических форм элементов конструкций, отклонения их реальных размеров от назначаемых по проекту, неоднородности бетона и других причин, обычно центральное сжатие в чистом виде не наблюдается, а происходит внецентренное сжатие с так называемыми случайными эксцентриситетами.

По форме поперечного сечения сжатые элементы со случайным эксцентриситетом выполняют чаще всего квадратными или прямоугольными, реже круглыми, многогранными и двутавровыми. Размеры поперечного сечения колонн определяют расчетом и зависят от нагрузки. В целях стандартизации опалубки и арматурных каркасов размеры прямоугольных колонн назначают кратными 50 мм, предпочтительнее кратными 100 мм. Чтобы обеспечить хорошее качество бетонирования и устойчивость, монолитные колонны с поперечными размерами менее 250 мм не рекомендуется применять. В условиях внецентренного сжатия находятся крайние колонны одноэтажных производственных зданий, колонны, нагруженные давлением от кранов, верхние пояса безраскосных ферм, стены прямоугольных в плане подземных резервуаров, воспринимающие боковое давление грунтов и жидкостей и вертикальное давление от покрытия. В их действуют сжимающие силы N и изгибающие моменты M , поперечные силы Q .

Расстояние между направлением сжимающей силы и продольной осью элемента e_0 называется эксцентриситетом. В общем случае в любом месте элемента статически определимых конструкций значение эксцентриситета определяют по выражению

$$e_0 = \frac{M}{N} + e_a$$

где e_a – случайный эксцентриситет.

По нормам случайные эксцентриситеты e_a следует принимать равными большему из следующих значений: 1/30 высоты сечения элемента; 1/600 длины элемента (или ее части между местами, закрепленными от поперечных перемещений). Возможность образования случайного эксцентриситета может быть вызвано смещением элементов на опорах из-за неточности монтажа; фундамента и стоек, вследствие неточности установки арматурного каркаса,

неодинаковой плотности бетона по граням. При отсутствии опытных данных значение этого эксцентриситета принимают не менее 10 мм.

Внецентренно сжатые элементы целесообразно выполнять с развитыми поперечными сечениями в плоскости действия моментов, т.е. прямоугольными или тавровыми.

Для сжатых элементов применяют бетон классов по прочности на сжатие не ниже В20, для сильно нагруженных – не ниже В25.

Колонны армируют продольной стержневой арматурой диаметром 12...40 мм (рабочая арматура), преимущественно горячекатанной стали класс А-III термомеханически упрочненной Ат-IIIс, а также поперечной стержневой горячекатанной арматурой классов А-II, А-III и проволочной класса В-I. Продольную и поперечную арматуру сжатых со случайным эксцентриситетом и внецентренно сжатых элементов объединяют в плоские или пространственные каркасы, сварные или вязаные.

Насыщенность поперечного сечения продольной арматурой элементов, сжатых со случайным эксцентриситетами, оценивают коэффициентом армирования или процентом армирования (значения в 100 раз больше). Коэффициент армирования определяется как отношение суммарной площади продольных стержней к площади бетонного сечения. Количество продольных стержней в сечении не должно быть менее 4. В практике для сжатых стержней обычно принимают армирование не более 3%.

Армирование элементов может выполняться только парными стержнями. Если по расчету получается площади арматуры с отрицательным знаком, значит вся нагрузка воспринимается бетоном и арматура устанавливается конструктивно диаметром 12 мм.

Во внецентренно сжатых элементах с расчетными эксцентриситетами продольные стержни размещают вблизи коротких граней поперечного сечения элемента: арматуру S с площадью сечения A_s у грани, более удаленной от сжимающей силы арматуру S' с площадью сечения A_s' у грани, расположенной ближе к продольной силе.

Если площади одинаковые, армирование называют симметричным, оно предпочтительнее, чем несимметричное.

Рабочие стержни в поперечном сечении колонны размещают возможно ближе к поверхности элемента с соблюдением минимальной толщины защитного слоя, которая по нормам должна быть не менее диаметра стержней арматуры и не менее 20 мм.

Колонны сечением 400×400 мм можно армировать четырьмя продольными стержнями, что соответствует наибольшему допустимому расстоянию между рабочими стержнями рабочей арматуры. Наименьшее расстояние между ними в свету допускается 50 мм, если стержни при бетонировании расположены вертикально; а при горизонтальном расположении – 25 мм для нижней и 30 мм для верхней арматуры, но при всех случаях не менее наибольшего диаметра стержня.

Поперечные стержни ставят без расчета, но соблюдают требования норм. Расстояние между ними (по условию предотвращения бокового

выпучивания продольных стержней при сжатии) должно быть при сварных каркасах не более $20d$, при вязаных - $15d$, но не более 500 мм (здесь $20d$ – наименьший диаметр продольных стержней). Расстояние округляют до размеров кратных 50 мм.

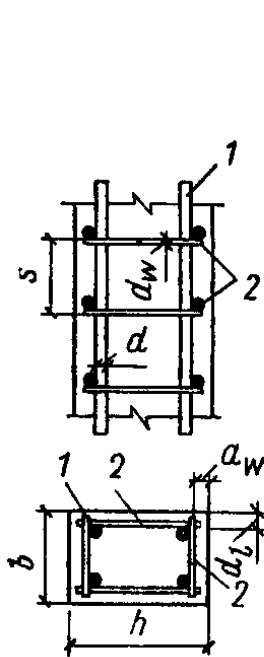


Рисунок 5.1 – Схема армирования сжатых элементов
1 – продольные стержни, 2 – поперечные стержни, a_1 – защитный слой бетона продольной арматуры, a_w – то же поперечной арматуры

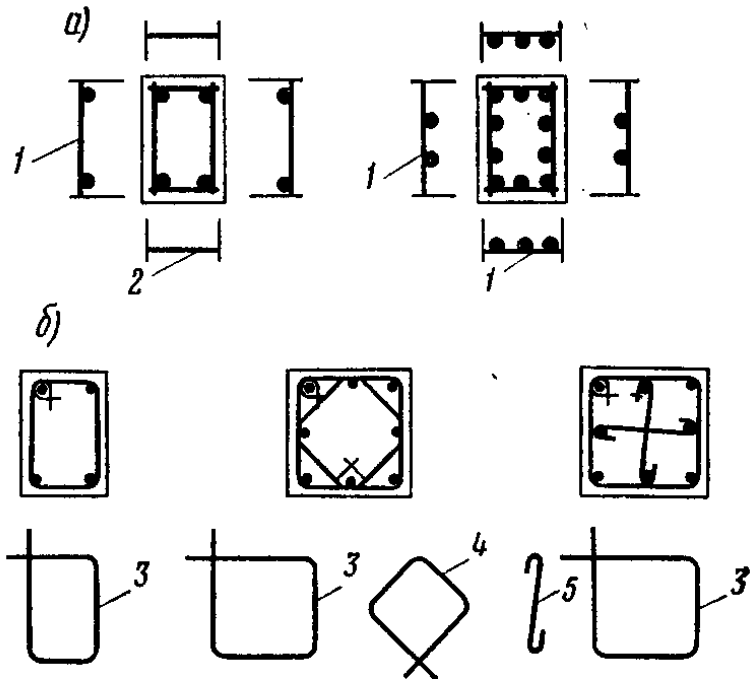


Рисунок 5.2 – Армирование сжатых элементов со случайными эксцентриситетами
а – сварными каркасами, б – вязаными каркасами,
1 – сварные каркасы, 2 – соединительные стержни,
3- хомуты, 4 – дополнительные хомуты, 5 – шпильки

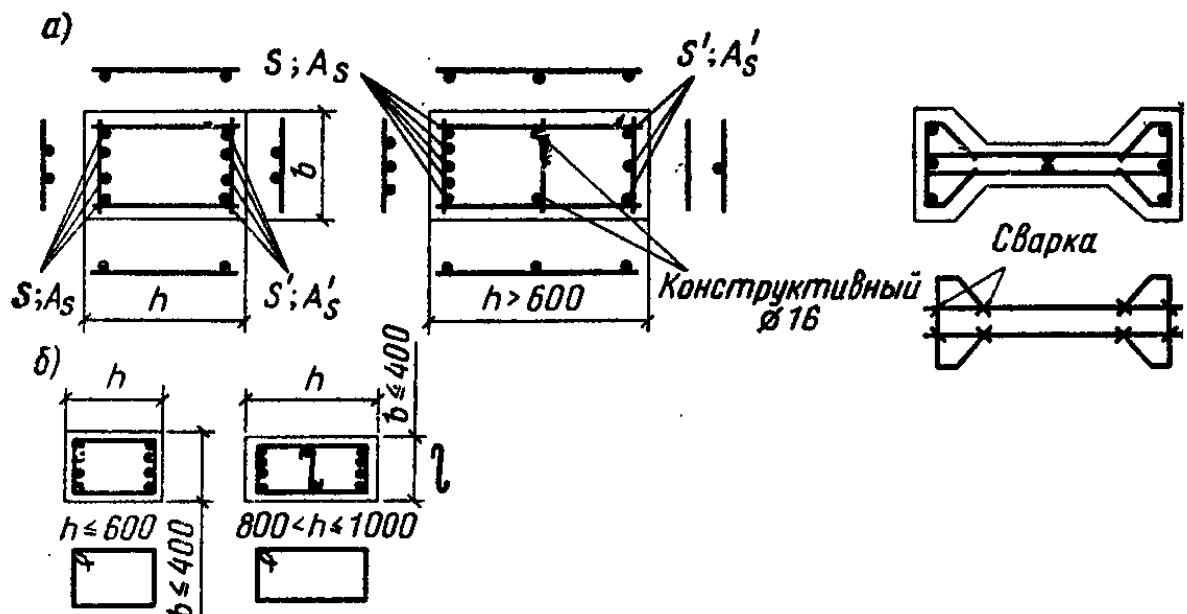


Рисунок 5.3 – Армирование внецентренно сжатых элементов
а- сварными каркасами, б – вязаными каркасами

5.2 Расчет внецентренно сжатых элементов прямоугольного сечения.

При расчете внецентренно сжатых элементов необходимо учитывать случайный начальный эксцентриситет e_a и влияние прогиба на несущую способность. Величину e_a принимают не менее одного из следующих значений: $1/30$ высоты сечения элемента; $1/600$ длины элемента или ее части между местами, закрепленными от поперечных перемещений, и не менее 1 см.

Расчетный эксцентриситет

$$e_0 = \frac{M}{N} + e_a.$$

Условие прочности прямоугольных сечений при $\xi_0 = \frac{x}{h_0} \leq \xi_R$ как прямоугольных сечений с одиночной арматурой с учетом $M=Ne$

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

где x – высота сжатой зоны бетона элемента.

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

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

Тогда при $\xi_0 \leq \xi_R$ найдем

$$x = \frac{N}{R_b b}$$

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

Расчет внецентренно сжатых элементов при случайных эксцентриситетах $e_0 = e_a \leq h/30$, расчетной длине элемента $l_0 \leq 20h$ и симметричном армировании сечения стержнями классов А-I, А-II и А-III допускается производить как условно центрально сжатых элементов с учетом гибкости l_0/h , соотношения между усилием N_1 от постоянной и длительной нагрузки и усилием N от постоянной, длительной и кратковременной нагрузок N_1/N и количества промежуточной арматуры A_{ms} .

Учет гибкости элемента. Гибкий внецентренно сжатый элемент под влиянием момента $M=Ne_0$ прогибается, вследствие чего начальный эксцентриситет e_0 продольной силы N возрастает на величину выгиба

$$e = e_0 \eta \quad \eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}}; \text{ при этом увеличивается изгибающий момент и}$$

снижается несущая способность элемента (N_{cr} – критическая сила определяемая по эмпирической формуле). Внецентренно сжатые элементы при гибкости $l_0/i > 14$ можно рассчитывать по недеформируемой схеме. При

соотношениях $l_0/i < 14$ принимают коэффициент $\eta = 1$. При $N > N_{cr}$ коэффициент η является величиной отрицательной; это указывает на то, что сечение элемента недостаточно, требуется увеличить его размеры и повторить расчет.

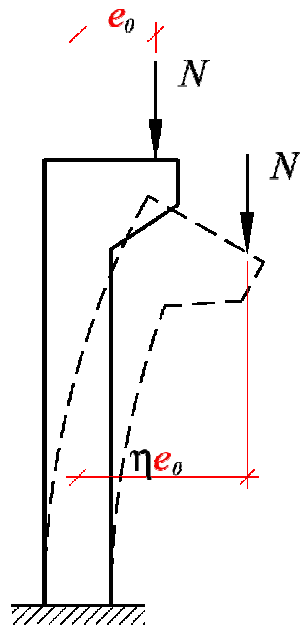


Рисунок 5.4 – Значение эксцентриситета при учете продольного изгиба элемента

Расчет длины l_0 внецентренно сжатых элементов определяют в зависимости от типа здания и расчетной схемы (например для колонн многоэтажных зданий $l_0 = (0,7 \div 1)H$).

Расчет внецентренно сжатых элементов прямоугольного сечения при случайных эксцентриситетах $e_0 = e_a$.

Условие прочности имеет вид

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

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

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

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

A_b – площадь сечения железобетонного элемента.

При наличии промежуточных стержней площадью сечения A_{ms} , расположенных у граней, параллельных рассматриваемой плоскости, площадь сечения арматуры $A_s + A'_s$ принимают равной половине площади сечений всей арматуры в поперечном сечении элемента. Значения коэффициентов φ_b и φ_r принимают по таблице 5.1. При заданных (или предварительно назначенных) размерах поперечного сечения элемента, классах материалов и расчетной силе площадь сечения арматуры подбирают по следующей формуле

$$A_s + A'_s = \frac{N}{\eta \varphi R_{sc}} - A \frac{R_b}{R_{sc}}$$

где коэффициент φ вначале можно принять приближенно равным $0,75 \div 0,85$, а затем уточнить по формуле $\varphi = \varphi_b + 2(\varphi_r - \varphi_b)\alpha \leq \varphi_r$ и окончательно проверить условие $N \leq \eta\varphi[R_b A + R_{sc}(A_s + A'_s)]$

Таблица 5.1 – Значения коэффициентов φ_b и φ_r

N_1/N	φ при l_0/h							
	6	8	10	12	14	16	18	20
Коэффициент φ_b								
0	0,93	0,92	0,91	0,9	0,89	0,86	0,83	0,8
0,5	0,92	0,91	0,9	0,89	0,85	0,81	0,78	0,65
1	0,92	0,91	0,89	0,86	0,81	0,74	0,63	0,55
Коэффициент φ_r при $A_{ms} \leq (A_s + A'_s)/3$								
0	0,93	0,92	0,91	0,9	0,89	0,87	0,84	0,81
0,5	0,92	0,92	0,91	0,9	0,87	0,84	0,8	0,75
1	0,92	0,91	0,9	0,88	0,86	0,82	0,77	0,7
Коэффициент φ_r при $A_{ms} \geq (A_s + A'_s)/3$								
0	0,92	0,92	0,91	0,89	0,87	0,84	0,8	0,75
0,5	0,92	0,91	0,9	0,87	0,83	0,79	0,72	0,65
1	0,92	0,91	0,89	0,86	0,8	0,74	0,66	0,58

Примечания: Для промежуточных значений N_1/N и l_0/h коэффициенты принимаются по интерполяции.

Лекция 6. ПРЕДВАРИТЕЛЬНО-НАПРЯЖЕННЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

План

- 6.1. История возникновения предварительно напряженных железобетонных конструкций.
- 6.2. Последовательность изменения напряжения по сечению балки.
- 6.3. Типы предварительно напряженных элементов и средства натяжения арматуры.
- 6.4. Материалы, применяемые при изготовлении предварительно напряженных элементов.
- 6.5. Применение предварительно напряженных конструкций.

Предварительно-напряжёнными железобетонными конструкциями называются конструкции, в которых искусственно в процессе изготовления создается напряженное состояние: бетон сжат, а арматура растянута.

Целью предварительного напряжения является обжатие бетона в тех зонах конструкций, где под нагрузкой будет возникать растяжение, а, следовательно, и появление трещин. Предварительное натяжение арматуры является средством для последующего обжатия бетона.

6.1. История возникновения предварительно напряженных железобетонных конструкций.

Вспомним, что в бетоне растянутой зоны напряженных железобетонных элементов создается раннее возникновение трещин (стадия 1б). При этом напряжение в арматуре до момента возникновения трещин достигает $\sigma_{si} = 300 \text{ кг} / \text{см}^2$, что составляет примерно 10% расчетной прочности стержней, т.е. бетон разрушается при малом напряжении в арматуре.

Чтобы не допустить возникновения трещин в эксплуатационной стадии и как-то избежать их возникновения, появилась идея создания предварительно напряженных железобетонных конструкций. Эту идею в 1913 году выдвинул французский инженер Фрейсине.

Фрейсине изготовил балку, в которой сначала арматуру растянутой зоны натянул, дальше в натянутом виде ее закрепил, затем забетонировал опалубку, выдержал 28 суток и арматуру отпустил. Реактивное усилие в арматуре сжало балку вниз и она изогнулась в обратную сторону. Однако пока балку выдерживали, устанавливали, нагружали, выяснилось, что она ничем не отличается от балки без предварительного напряжения. Трещины возникли одновременно. Что же случилось, ведь идея была очень хорошая. На этом остановимся позже в разделе расчета элементов, а теперь рассмотрим, как можно выполнять предварительное напряжение арматуры, и

как оно влияет на конструктивную и расчетную схемы железобетонного элемента.

6.2. Последовательность изменения напряжения по сечению балки.

Сначала рассмотрим последовательность изменения напряжения по сечению балки в процессе ее изготовления и нагрузки. Когда и в процессе какого преобразования можно избежать появления трещин и увеличить деформативность балки, показано на рисунке 5.1.

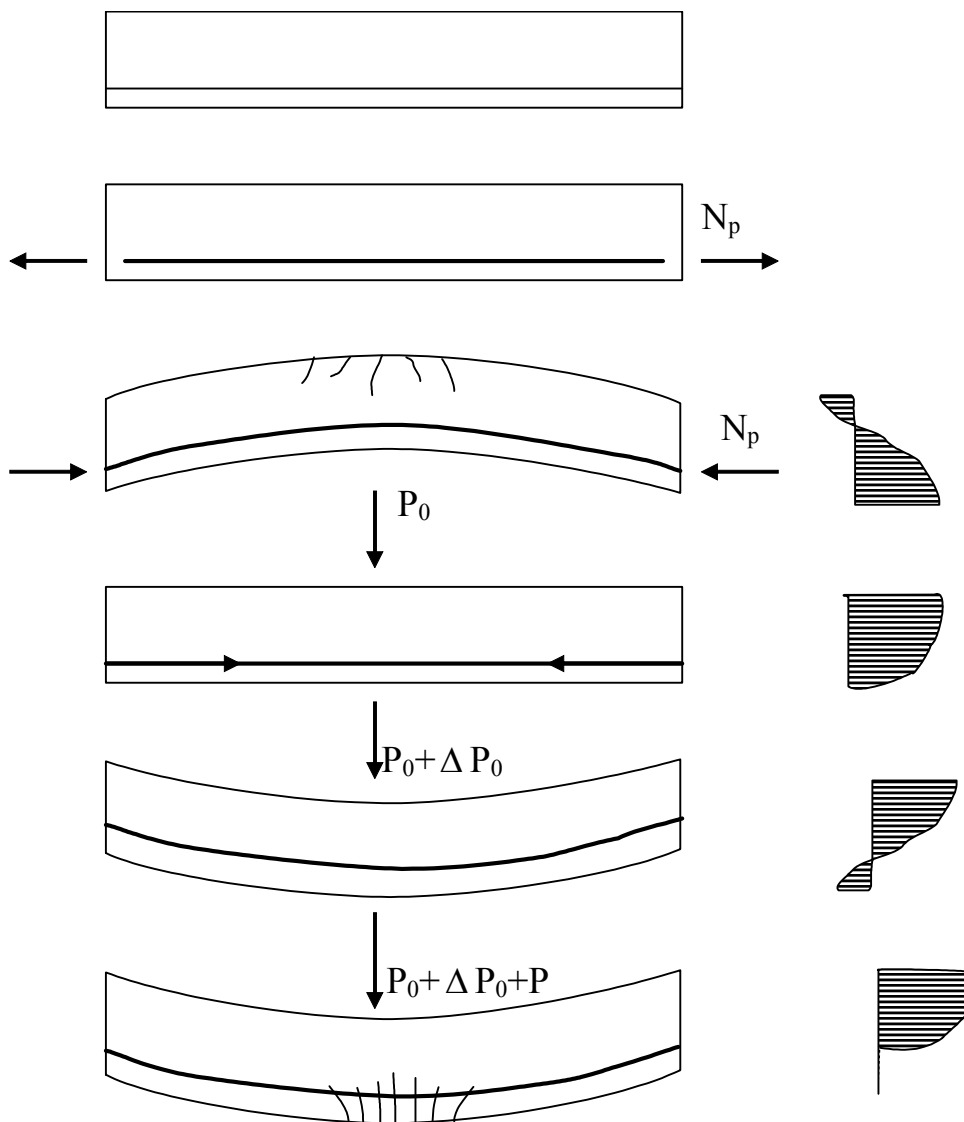


Рисунок 6.1 – Изменение напряженного состояния предварительно-напряженной балки

Видно, что для погашения изгиба балки в сжатой зоне, необходимо потратить часть нагрузки P_0 , а затем балка работает как обычная. На величину этой части нагрузки P_0 и отодвигается возникновения трещин. Здесь следует отметить, что процесс предварительного натяжения арматуры

не влияет на прочность элемента, а увеличение прочности происходит за счет применения высокопрочных материалов.

6.3. Типы предварительно напряженных элементов и средства натяжения арматуры.

Существует два типа предварительно напряженных элементов:

1. Натяжение арматуры на упоры
2. Натяжение арматуры на бетон

В первом случае арматуру устанавливают в опалубку и каким-либо способом натягивают, затем закрепляют ее на упорах (анкеры), далее устанавливают в опалубку ненапряженные арматурные каркасы, бетонируют, выдерживают 28 суток, чтобы бетон набрал проектную прочность, и только после этого отпускают. То есть, арматуру натягивают в опалубке до изготовления конструкции.

Во втором случае в арматуре создают натяжение после изготовления конструкции. Т.е. устанавливают в опалубку арматурный каркас и бетонируют, а для предварительно напряженной арматуры в процессе изготовления оставляют каналы. Для этого используют гофрированную металлическую трубку.

Способы натяжения арматуры

1. Механический способ - с помощью домкратов любого типа и конструкции.

2. Термоэлектрический способ. Известно, что при нагревании металл увеличивается в длину. При этом удлинение зависит от температуры нагрева. Поэтому, учитывая закон Ома, достаточно пропустить через стержень большую силу тока с небольшим напряжением, и он будет нагреваться и удлиняться на определенную длину. Затем необходимо концы стержня заанкерить и снять напряжение. Стержень начнет охлаждаться, сокращаться, и в нем возникнет напряжение.

3. Электромеханический способ - применяется для создания предварительного напряжения при сооружении силосных корпусов, резервуаров, труб и т.п. В этом случае выполняют комбинированное натяжения арматуры и домкратами (навивочные машины), и электрическим током, который пропускают через арматуру, чтобы она нагревалась.

4. Физико-химический способ, когда применяют расширяющийся цемент. Этот способ применяется при натяжении арматуры в узлах.

5. Термический способ, который полностью использует электротермический метод, но для закрепления арматуры применяется специальная обмазка.

6.4. Материалы, применяемые при изготовлении предварительно напряженных элементов

Бетон - тяжелый, не ниже класса В15, с В/Ц отношением 0,4.

Арматура, применяемая для изготовления конструкций:

1. Горячекатаная арматура периодического профиля, классов АШв, АIV, AV, AVI, диаметров 10 - 40 мм.

2. Холоднотянутая проволока $\varnothing 2,5 \div 8$ мм гладкого и периодического профиля. С расчетной прочностью от 7500 до 2100 кг/см², которая применяется в виде:

- а) струн, когда натягивается каждая проволока отдельно;
- б) пучков, когда проволока собирается в пучок (проволоки параллельны друг другу);
- в) прядей (проволока скручивается или сплетается);
- г) канатов (проволока скручиваются отдельные пряди, а затем из нескольких прядей составляется канат).

Для закрепления арматуры применяются анкеры различного типа (рис.5.2).

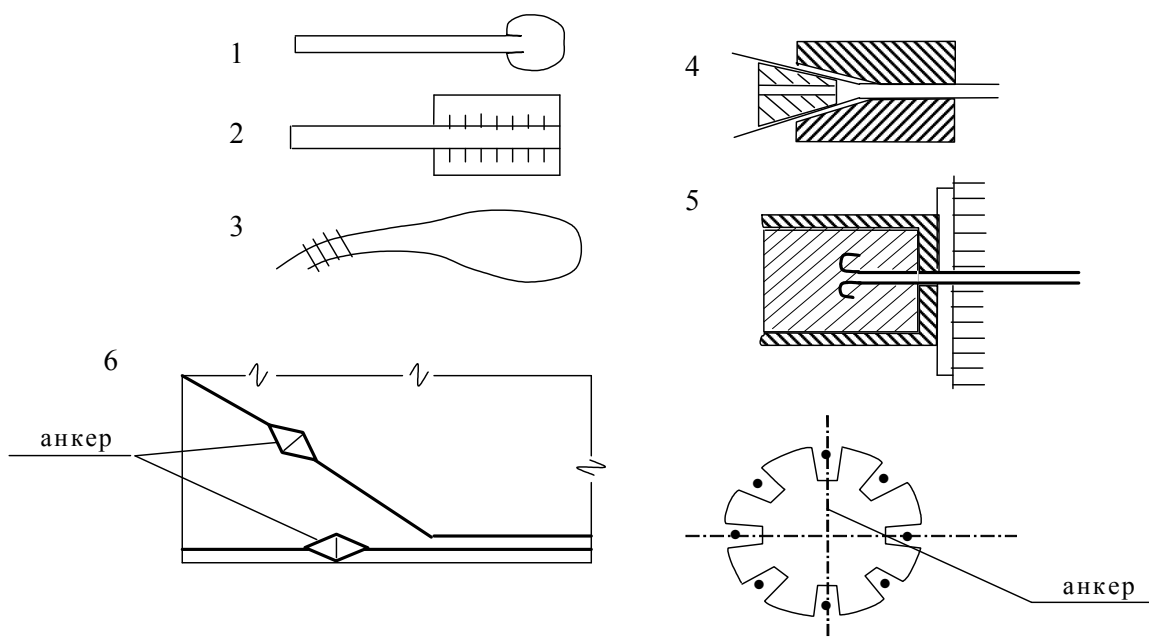


Рисунок 6.2. - Типы анкеров:

- 1 – высаженная головка; 2 – с наваренными коротышами; 3 – в виде петли; 4 – конусный; 5 – стаканного типа; 6 – в виде внутреннего анкера.

Следует обратить внимание, что тип анкера зависит от типа арматуры, т.е. стержневой или проволоочной. В мостостроении очень часто применяется внутренний анкер при изготовлении пролетных сооружений.

6.5. Применение предварительно напряженных конструкций

Предварительно напряженные железобетонные конструкции применяются:

- 1) для снижения расходов стали и бетона, путем использования арматуры и бетона высокой прочности;
- 2) увеличение сопротивления бетона возникновению трещин, а также ограничения их развития;
- 3) увеличение жесткости и уменьшения деформативности (прогибов);
- 4) обжатие стыков элементов;
- 5) увеличение выносливости элементов при многократном повторении нагрузки.

Принципы конструирования предварительно напряженных элементов:

1. Общие требования к их конструированию остаются такими же, что и в обычных железобетонных конструкциях;

2. Продольная предварительно-напряженная арматура расположена внутри ненапряженного каркаса. При этом напряженная арматура по длине в поперечном сечении не закрепляется;

3. Предварительно-напряженные железобетонные конструкции не применяются без ненапряженного каркаса;

4. В предварительно-напряженных балках особое значение приобретает конструирование опирных участков. Здесь, в случае внеосевого действия напряженной арматуры на элемент, возникают местные перенапряжения в торцевой части элемента, в результате чего могут возникать сколы, которые раскрываются по торцу или на поверхности в конце элемента. Поэтому необходимо укреплять эти участки с помощью закладных металлических деталей или поперечными расчетными сетками.

5. Если арматуру натягивают на бетон, то расстояние поверхности элемента к поверхности канала должна быть не менее, чем 40 мм и не менее, чем диаметр канала.

6. Расстояние в свету между каналами для арматуры должно быть не менее, чем диаметр канала и не меньше 50 мм.

7. При высоких элементах необходимо ставить предварительно-напряженную арматуру и в сжатую зону.

Расчет предварительно напряженных железобетонных элементов состоит из следующих пунктов:

- а) расчет несущей способности (прочности);
- б) расчет трещиностойкости по нормальным и наклонным сечениям;
- в) ограничение ширины раскрытия трещин;
- г) расчет деформативности (по прогибам);
- д) проверка прочности и трещиностойкости в различных стадиях изготовления, транспортировки и монтажа.

Лекция 7. РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО-НАПРЯЖЕННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПО ПРОЧНОСТИ

План

- 7.1. Учет потерь предварительно напряженной арматуры.
- 7.2. Определение контролируемых напряжений и величины обжатия бетона.
- 7.3. Условие прочности изогнутого предварительно-напряженного элемента.

Расчет железобетонных предварительно-напряженных элементов выполняется по тем же методикам, что и обычных элементов, но с учетом потерь, возникающих при натяжении арматуры.

7.1. Учет потерь предварительно-напряженной арматуры

В предварительно-напряженных элементах вследствие различных причин в течение некоторого времени, происходит снижение начальной величины напряжения. Точное их значение, в большинстве случаев, вычислить невозможно, поэтому приняты эмпирические формулы и упрощенные приемы их определения.

Различают первичные потери, которые имеют место до окончания обжатия бетона и вторичные потери, которые происходят после обжатия бетона.

Первичные потери:

1. Потери от релаксации в арматуре при ее натяжении на упоры зависят от способа натяжения и типа арматуры.
2. Потери от температурного перепада, то есть от разницы температуры натянутой арматуры и средств, которые воспринимают усилия натяжения при пропаривании. Если таких данных нет, принимаем $\Delta t = 650^\circ\text{C}$.
3. Потери от деформации анкеров:
 - а) при натяжении на упоры;
 - б) при натяжении на бетон.
4. Потери от трения арматуры:
 - а) о стенки каналов при натяжении на бетон;
 - б) об обводные средства при натяжении на упоры.
5. Потери от деформации стальных форм.
6. Потери от быстронаступающей ползучести бетона, зависят от условий твердения и класса бетона.

Вторичные потери

7. Потери от релаксации при натяжении арматуры на бетон.
8. Потери от усадки бетона.
9. Потери от ползучести бетона зависят от вида бетона, условий твердения, условий напряжения арматуры.
10. Потери от смятия бетона под витками арматуры.
11. Потери от деформации обжатия сжатий между блоками.

Таким образом:

- при натяжении арматуры на упоры потери складываются

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

$$\sigma_{los2} = \sigma_8 + \sigma_9 + \sigma_{10},$$

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

- при натяжении арматуры на бетон

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

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

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

Суммарная величина потерь σ_{los} достигает значений 2000-2500 кг/см².

Во всех случаях она должна приниматься не менее 1000 кг/см². Поэтому предварительное напряжение арматуры профессором Фрейсине не дало ожидаемого эффекта, так как в те времена применялась сталь прочностью до 1400 кг/см² и все напряжение было потеряно.

7.2. Определение контролируемых напряжений и величины обжатия бетона

При больших напряжениях в арматуре, которые близки к нормативному сопротивлению, в ней возникает опасность разрыва при натяжении (проволочная арматура) или опасности развития значительных пластических деформаций (горячекатанная). Значения величины натяжения устанавливаются нормами. Оно должно быть максимальным, но меньше предельного, которое зависит от класса арматуры:

- для стержневой арматуры $\sigma_{con} = 0,9R_s$;
- для проволочной арматуры $\sigma_{con} = 0,65R_{sp}$, но не менее $0,4R_{sp}$.

Это сила, с которой натягивается арматура. Такая разница диктуется наличием или отсутствием площадки текучести.

Определяем величину обжатия бетона в процессе натяжения. Эта сила должна быть меньше расчетного сопротивления бетона R_b , иначе бетон разрушится

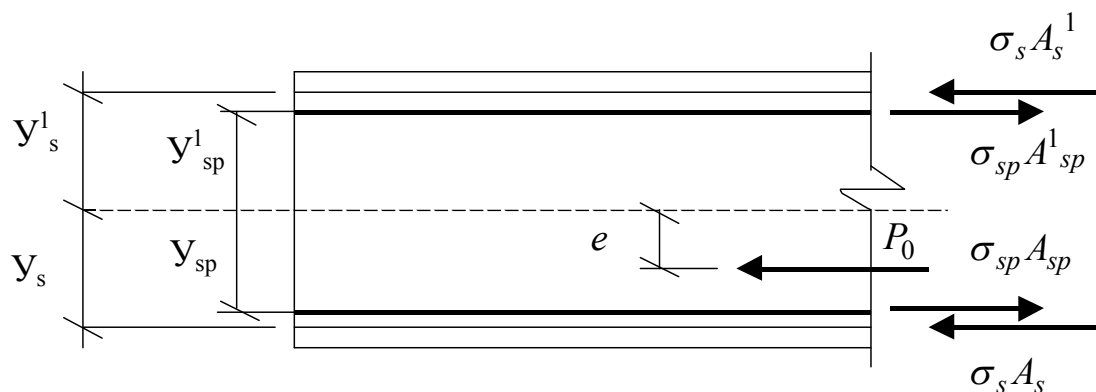


Рисунок 7.1 - Схема распределения усилий обжатия бетона

Из условия равновесия всех усилий

$$P_0 = \sigma_{sp} A_{sp} + \sigma'_{sp} A'_{sp} - \sigma_s A_s - \sigma'_s A'_s,$$

а эксцентриситет приложения этого усилия относительно центра приведенного сечения

$$e = \frac{\sigma_{sp} A_{sp} Y_{sp} + \sigma'_{sp} A'_{sp} Y'_{sp} - \sigma_s A_s Y_s - \sigma'_s A'_s Y'_s}{P},$$

де $\sigma_{sp}, \sigma'_{sp}$ - напряжения в предварительно-напряженной арматуре в растянутой и сжатой зонах;

A_{sp}, A'_{sp} - площадь предварительно-напряженной арматуры в растянутой и сжатой зонах.

7.3. Условие прочности изогнутого предварительно-напряженного элемента

Рассмотрим условие прочности предварительно-напряженного элемента.

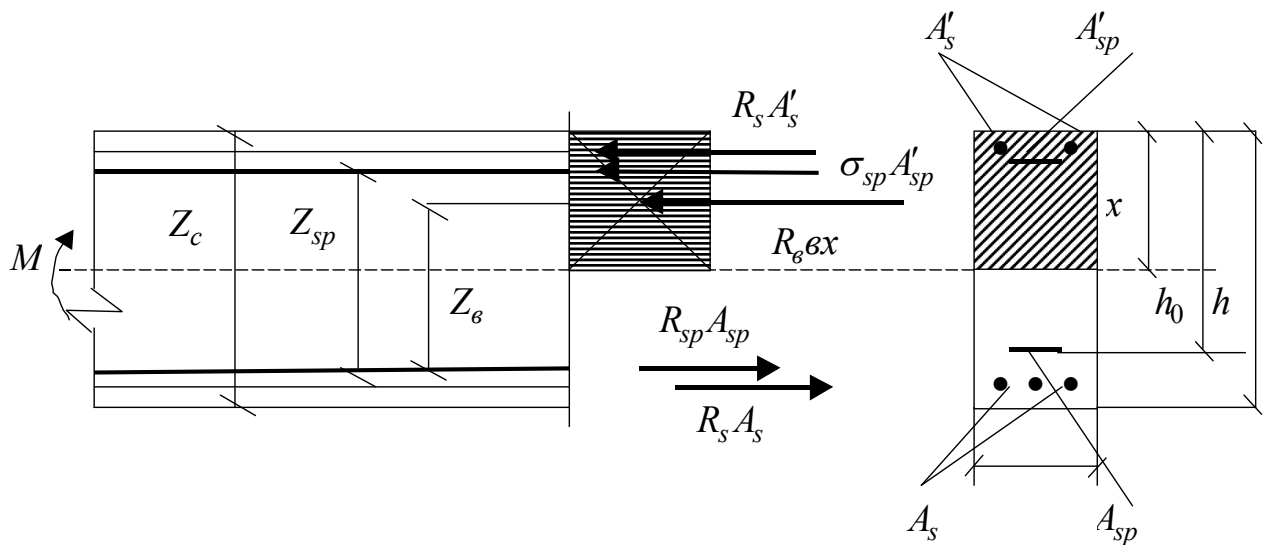


Рисунок 7.2 - Схема усилий в предварительно-напряженном элементе

Вначале покажем необходимость в предварительно-напряженной арматуре в сжатой зоне. Эта необходимость возникает после расчета на трещиностойкость верхней зоны в процессе «отпуска» нижней предварительно-напряженной арматуры, т.е. эта арматура устанавливается для предотвращения возникновения трещин в сжатой зоне вследствие выгиба элемента

Напряжения в растянутой арматуре вычисляются с учетом потерь

$$\sigma_{sp} = \sigma_{sc} - \sigma_{\ell os},$$

$$\sigma_{sp} = 360 - \gamma_{sp} \sigma''_{sp},$$

$$\sigma'' \tau_{sp} = \sigma_{\kappa} - \sigma'_{\ell os}.$$

Условие прочности

$$M \leq R_e b x Z_e + \sigma'_{sp} A'_{sp} (h_0 - a_{sp}) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'_s).$$

Условие равновесия внутренних усилий

$$R_e b x + \sigma'_{sp} A'_{sp} + R_{sc} A'_s = R_{sp} A_{sp} + R_s A_s.$$

где R_{sp} - расчетное сопротивление предварительно-напряженной арматуры в растянутой зоне;

σ'_{sp} - напряжения, которые создаются в предварительно-напряженной арматуре в сжатой зоне (это напряжение никогда не достигает своего предельного значения).

Площадь ненапрягаемой арматуры следует задавать, а вычислять площадь напряженной арматуры.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции. Общий курс: Учебник для вузов. М.:Стройиздат 1991.
2. Мандриков А.П. Примеры расчета железобетонных конструкций. М.:Стройиздат. 1989.
3. 7. Байков В.Н. Железобетонные конструкции. – М.: Стройиздат, 1985.

Конспект лекцій

БИЛЬЧЕНКО Анатолий Васильевич
БЕРЕЖНАЯ Екатерина Викторовна

КОНСПЕКТ ЛЕКЦИЙ
к дисциплине «Строительные конструкции»
для иностранных студентов
(Часть 1 - Железобетонные конструкции)

Конспект лекций

Ответственный за выпуск *Кожушко В.П.*

Компьютерная верстка

Дизайн обложки

Технический редактор

План _____, поз.

Підписано до друку _____ Формат 60-84 1/16. Папір офсетний.

Гарнітура Times New Roman. Віддруковано на ризографі.

Ум. друк. арк.. _____ Обл.-вид. арк..

Зам. № _____ . Наклад _____ прим. Ціна договірна.

ВИДАВНИЦТВО

Харківського національного автомобільно-дорожнього університету

Видавництво ХНАДУ, 61002 м. Харків-МСП, вул. Петровського, 25.

Тел./факс: 10571700-38-72;707-37-03; e-mail: rio@khadi.kharkov.ua

Свідоцтво Державного комітету інформаційної політики, телебачення та радіомовлення України про внесення суб'єкта видавничої справи до Державного реєстру видавців, виготовлювачів і розповсюджувачів видавничої продукції, серія ДК №897 від 17.04.2002р.