

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ УКРАИНЫ
ДОНБАССКАЯ ГОСУДАРСТВЕННАЯ АКАДЕМИЯ СТРОИТЕЛЬСТВА И АРХИТЕКТУРЫ

Кафедра "Железобетонные конструкции"

КОНСПЕКТ ЛЕКЦИЙ
по дисциплине
"ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ И КАМЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ"

Авторы:
Левченко В.Н.
Брыжатый Э.П.
Косторниченко В.А.
Корсун В.И.

Макеевка 1999 г.

ТЕМА №1: СУЩНОСТЬ ЖЕЛЕЗОБЕТОНА (2 часа)

ЛЕКЦИЯ №1

Содержание: 1. История развития железобетона.
2. Преимущества и недостатки железобетона.
3. Область применения железобетона.

Железобетонные конструкции впервые появились в 1850 году во Франции (Ламбо). Была построена лодка, каркас которой состоял из металлической сетки, и она была оштукатурена с двух сторон цементным раствором. В 1855 году эта лодка демонстрировалась на выставке в Париже. В 1861 году во Франции (Коанье) издает первую книгу по железобетону, в которой описывает возможные конструкции из железобетона. В 1867 году зафиксирован первый патент на изготовление железобетонных конструкций - им стал французский садовник Монье, применивший железобетонные кадки для цветов.

Конец XIX века считается первым этапом развития железобетона. В это время появляется конструкция ребристого монолитного перекрытия, предложенная французским инженером Геннибиком.

В 30..40 годы нашего столетия широко применялись монолитные рамные конструкции, тонкостенные пространственные конструкции - цилиндрические оболочки купола. Этот период считается вторым этапом в развитии железобетона.

Идея создания предварительного напряжения конструкций возникла в 1910 году в Германии (Бах). Была произведена серия опытов с преднапряженными балками. В 1928 году во Франции Фрейсине обосновал необходимость использования в качестве арматуры высокопрочной стали и высоких начальных напряжений.

Третий этап развития железобетонных конструкций сопровождался процессом индустриализации и развития теоретических основ железобетона.

Бетон и сталь имеют различные физико-механические свойства. Бетон является искусственным камнем и он, как и все естественные камни, хорошо сопротивляется сжатию и значительно хуже растяжению. Прочность бетона при растяжении в 10...15 раз ниже, чем при сжатии. Сталь имеет существенно большую прочность и одинаково хорошо сопротивляется как сжатию, так и растяжению.

Сущность железобетона состоит в том, что он представляет целесообразное сочетание этих двух материалов - бетона и стали, которые работают совместно вплоть до разрушения.

На примере железобетонной балки рассмотрим, как удастся использовать прочность бетона в изгибаемом элементе. При изгибе балки выше нейтрального слоя возникают сжимающие напряжения, а нижняя зона растянута. Максимальные напряжения в сечениях будут в крайних верхних и нижних точках сечений. Как только при загрузке балки напряжения в растянутой зоне достигнут предела прочности бетона при растяжении, произойдет разрыв крайнего волокна, т.е., появится трещина. За этим последует хрупкое разрушение, т.е. излом балки. Напряжения в сжатой зоне бетона в момент разрушения составят всего 1/10 - 1/15 часть от предела прочности бетона при сжатии, т.е. прочность бетона в сжатой зоне будет использована на 10% и меньше.

На примере железобетонной балки с арматурой рассмотрим, как будет использована прочность бетона и арматуры. Первые трещины в растянутой зоне бетона появятся практически при той же нагрузке, что и в бетонной балке. Но в отличие от бетонной балки, появление трещин не приводит к разрушению железобетонной балки. После появления трещин растягивающее усилие будет восприниматься арматурой, и балка будет способна нести возрастающую нагрузку. Разрушение железобетонной балки произойдет только тогда, когда напряжения в арматуре достигнут предела текучести, а напряжения в сжатой зоне - предела прочности бетона при сжатии. Вывод - целесообразность железобетона состоит в том, что

растягивающие усилия воспринимает арматура, а сжимающие - бетон. Путем армирования прочность изгибаемого элемента, по сравнению с бетонным, можно повысить более чем в 20 раз.

Опытным путем установлено, что кроме разрушения по нормальным сечениям, низкая прочность бетона на растяжение может также явиться причиной разрушения и по наклонным сечениям. Для предотвращения в железобетонных балках предусматривается поперечная арматура в виде хомутов, пересекающая направление наклонных трещин и воспринимающих растягивающие усилия в этих сечениях. В верхней сжатой зоне для закрепления хомутов предусматривают конструктивную продольную арматуру.

Благодаря сочетанию некоторых важных физико-механических свойств бетона и стальной арматуры стала возможной эффективная совместная работа этих материалов:

1. Бетон при твердении прочно сцепляется со стальной арматурой, и под нагрузкой оба этих материала деформируются совместно.
2. Бетон и сталь имеют близкие значения коэффициентов линейного расширения.
3. Бетон защищает арматуру от коррозии и действия огня.

К положительным свойствам железобетона относят:

1. Долговечность - при правильной эксплуатации железобетонные конструкции могут служить неопределенно долгое время без снижения несущей способности.
2. Хорошая сопротивляемость статическим и динамическим нагрузкам.
3. Огнестойкость.
4. Дешевизна и хорошие эксплуатационные качества.

К основным недостаткам железобетона относятся:

1. Значительный собственный вес. Этот недостаток в некоторой степени устраняется при использовании легких заполнителей, а также при применении прогрессивных пустотных и тонкостенных конструкций.
2. Повышенная звуко- и теплопроводность в отдельных случаях требуют дополнительных затрат на тепло- или звукоизоляцию.
3. Невозможность простого контроля по проверке армирования изготовленного элемента.
4. Необходимость квалифицированной рабочей силы.

Иногда образуются трещины в конструкциях, в которых образование трещин недопустимо (например, в резервуарах, трубах, конструкциях при воздействии агрессивных сред). Чтобы исключить этот недостаток железобетона, применяют предварительно напряженные конструкции. Таким образом, можно избежать появления трещин в бетоне и уменьшить деформации прогиба в стадии эксплуатации.

Железобетон находит применение практически во всех областях промышленного и гражданского строительства.

- В промышленных и гражданских зданиях из железобетона выполняют: фундаменты, колонны, плиты покрытий и перекрытий, стеновые панели, балки и фермы, подкрановые балки, т.е. практически все элементы каркасов одно- и многоэтажных зданий.
- Специальные сооружения при строительстве промышленных и гражданских комплексов - подпорные стены, бункеры, силосы, резервуары, трубопроводы, опоры линий электропередач и т.д.
- В гидротехническом и дорожном строительстве из железобетона выполняют плотины, набережные, мосты, дороги, взлетные полосы и т.д.

Железобетонные конструкции могут выполняться монолитными, сборными и сборно - монолитными.

ТЕМА № 2: **ОСНОВНЫЕ ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА БЕТОНА, АРМАТУРЫ И ЖЕЛЕЗОБЕТОНА** (10 часов)

ЛЕКЦИЯ № 2

Содержание: 1. Бетон
2. Арматура
3. Железобетон.

Состав бетона определяется количественным соотношением цемента, воды, песка и щебня. Количество воды, вступающей в химическую реакцию с цементом, не превышает 20% от веса цемента - водоцементное отношение равно 0.2, однако по технологическим соображениям количество воды всегда берется с некоторым избытком. Бетонная смесь для формирования железобетонных элементов должна сохранять однородность, достигнутую в процессе приготовления и обладать хорошей удобоукладываемостью. Затвердевший бетон должен иметь необходимую прочность и плотность, достаточное сцепление с арматурой. Кроме того, в зависимости от назначения железобетонной конструкции и условий ее эксплуатации могут быть предъявлены еще и специальные требования: морозостойкость при многократном замораживании и оттаивании, жаростойкость при длительном воздействии повышенных температур, коррозионная стойкость при агрессивном воздействии среды и др.

Бетоны подразделяют по ряду признаков:

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

по плотности - более 2500 кг/м³ (особо тяжелые), более 2200 и до 2500 кг/м³ (тяжелые), более 1800 и до 2200 кг/м³ (мелкозернистые), более 800 и до 2000 кг/м³ (легкие).

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

зерновому составу - крупнозернистые с крупными и мелкими заполнителями; мелкозернистые с мелкими заполнителями.

условиям твердения - бетон естественного твердения; подвергнутый тепловлажностной обработке при атмосферном давлении; подвергнутый автоклавной обработке.

Согласно СНиП 2.03.01-84 для изготовления бетонных и железобетонных конструкций предусмотрены следующие виды бетонов:

тяжелый средней плотности свыше 2200 до 2500 кг/м³ (на плотных заполнителях);

мелкозернистый средней плотности свыше 1800 кг/м³ (на мелких заполнителях);

легкий плотной и поризованной структуры (на пористых заполнителях);

ячеистый;

специальный - напрягаемый.

Структура бетона и ее влияние на прочность и деформативность.

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

Существенно важным фактором, влияющим на структуру и прочность бетона, является количество воды, применяемое для приготовления бетонной смеси, оцениваемое водоцементным отношением W/C - отношением взвешенного количества воды к количеству цемента в единице объема бетонной смеси. Для химического соединения воды с цементом необходимо, чтобы $W/C = 0.2$. Однако по технологическим соображениям - для достижения достаточной подвижности и удобоукладываемости бетонной смеси - количество воды берут с некоторым избытком. Избыточная, химически несвязанная вода частью вступает впоследствии в химическое соединение с менее активными частицами цемента, а частью заполняет многочисленные поры и капилляры в цементном камне и полостях между зернами крупного заполнителя, а затем, постепенно испаряясь, освобождает их. Поры занимают около трети объема цементного камня; с уменьшением водоцементного отношения пористость цементного камня уменьшается и прочность бетона увеличивается.

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

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

Усадка бетона и начальные напряжения.

Бетон обладает свойством уменьшаться в объеме при твердении в обычной воздушной среде (усадка бетона) и увеличиваться в объеме при твердении в воде (набухание бетона). Усадка бетона зависит от следующих причин:

- количества и вида цемента - чем больше цемента на единицу объема бетона, тем больше усадка; при этом высокоактивные и глиноземистые цементы дают большую усадку; бетоны, приготовленные на специальном цементе (безусадочном) усадки не дают;
- количества воды - чем больше W/C , тем больше усадка;
- крупности заполнителей - при мелкозернистых песках и пористых щебнях усадка больше. Чем выше способность заполнителей сопротивляться деформированию, т.е. чем выше их модуль упругости, тем усадка меньше. При разной крупности зерен заполнителей и меньшем объеме пустот меньше и усадка;
- присутствия различных гидравлических добавок и ускорителей твердения (например, хлористый кальций) - они, как правило, увеличивают усадку.

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

Усадка бетона связана с физико-химическими процессами твердения и уменьшением объема цементного геля, потерей избыточной воды в результате испарения во внешнюю среду и гидратации с еще непрореагировавшими частицами цемента. По мере твердения цементного геля, уменьшения его объема и образования кристаллических сростков усадка бетона затухает. Капиллярные процессы в цементном камне, вызванные избыточной водой, также влияют на

усадку бетона - поверхностные натяжения менисков вызывают давление на стенки капилляров, из-за чего происходят объемные деформации.

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

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

Прочность бетона.

Основы прочности.

Т.к. бетон представляет собой неоднородный материал, внешняя нагрузка создает в нем сложное напряженное состояние. В бетонном образце, подвергнутом сжатию, напряжения концентрируются на более жестких частицах, обладающих большим модулем упругости, вследствие чего по плоскостям соединения этих частиц возникают усилия, стремящиеся нарушить их связь. В то же время происходит концентрация напряжений в местах, ослабленных порами и пустотами. Из теории упругости известно, что вокруг отверстий в материале, подвергнутом сжатию, возникает концентрация самоуравновешенных растягивающих и сжимающих напряжений, действующих по площадкам, параллельным сжимающей силе. Поскольку в бетоне много пор и пустот, растягивающие напряжения у одного отверстия или поры накладываются на соседние. В результате в бетонном образце, подвергнутом осевому сжатию, кроме продольных сжимающих напряжений возникают и поперечные растягивающие напряжения (вторичное поле напряжений).

Разрушение сжимаемого образца, как показывают опыты, возникает вследствие разрыва бетона в поперечном направлении. Сначала по всему объему возникают микроскопические трещины отрыва, которые с ростом нагрузки соединяются, образуя видимые трещины, параллельные (или с небольшим наклоном) направлению действия сжимающих сил. Затем трещины раскрываются, что сопровождается кажущимся увеличением объема, и, наконец, наступает разрушение бетона. Граница образования таких структурных микроразрушений под действием нагрузки можно определить по результатам ультразвуковых измерений.

Структура бетона, обусловленная неоднородностью состава и различием способов приготовления, приводит к неодинаковой прочности образцов бетона, изготовленных из одной бетонной смеси. Прочность бетона зависит от ряда факторов:

технологические факторы, возраст и условия твердения, форма и размеры образца, вид напряженного состояния и длительность воздействия.

Бетон имеет разное временное сопротивление при сжатии, растяжении и срезе.

Прочность бетона на осевое сжатие.

Различают кубиковую и призмную прочность бетона на осевое сжатие. При осевом сжатии кубы разрушаются вследствие разрыва бетона в поперечном направлении. При этом наблюдается явно выраженный эффект обоймы - в кубе у поверхностей, соприкасающихся с плитами пресса (зоны передачи усилий), возникают силы трения, направленные внутрь куба,

которые препятствуют свободным поперечным деформациям. Если этот эффект устранить, то временное сопротивление сжатию куба уменьшится примерно вдвое. Опытами установлено, что прочность бетона также зависит от размера образца. Это объясняется изменением эффекта обоймы с изменением размеров куба.

Поскольку железобетонные конструкции по форме отличаются от кубов, в расчете их прочности основной характеристикой бетона при сжатии является призмная прочность R_b -временное сопротивление осевому сжатию бетонных призм. Опыты на бетонных призмах со стороны основания a и высотой h показали, что призмная прочность бетона меньше кубиковой и она уменьшается с увеличением отношения h/a . Влияние сил трения на торцах призмы уменьшается с увеличением ее высоты и при отношении $h/a = 4$ значение R_b становится почти стабильным и равным примерно $0.75R$.

ЛЕКЦИЯ №3.

Прочность бетона на осевое растяжение.

Зависит от прочности цементного камня на растяжение и сцепления его с зернами заполнителя. Согласно опытным данным, прочность бетона на растяжение в 10 -20 раз меньше, чем при сжатии. Повышение прочности бетона на растяжение может быть достигнуто увеличением расхода цемента, уменьшением W/C , применением щебня с шероховатой поверхностью.

Временное сопротивление бетона осевому растяжению (МПа) можно определить по эмпирической формуле:

$$R_{bt} = 0.233 \sqrt[3]{R^2}$$

Вследствие неоднородности бетона эта формула дает лишь приблизительные значения R_{bt} , точные значения получают путем испытания на разрыв образцов в виде восьмерки.

Прочность бетона на срез и скалывание.

Срез представляет собой разделение элемента на две части по сечению, к которому приложены перерезывающие силы. При этом основное сопротивление срезу оказывают зерна крупных заполнителей, работающих, как шпонки. Временное сопротивление срезу можно определить по эмпирической формуле $R_{sh} = 2R_{bt}$;

Сопротивление бетона скалыванию возникает при изгибе железобетонных балок до появления в них наклонных трещин. Скалывающие напряжения по высоте сечения изменяются по квадратной параболе. Временное сопротивление скалыванию при изгибе, согласно опытным данным, в 1.5 - 2 раза больше R_{bt} .

Классы и марки бетона.

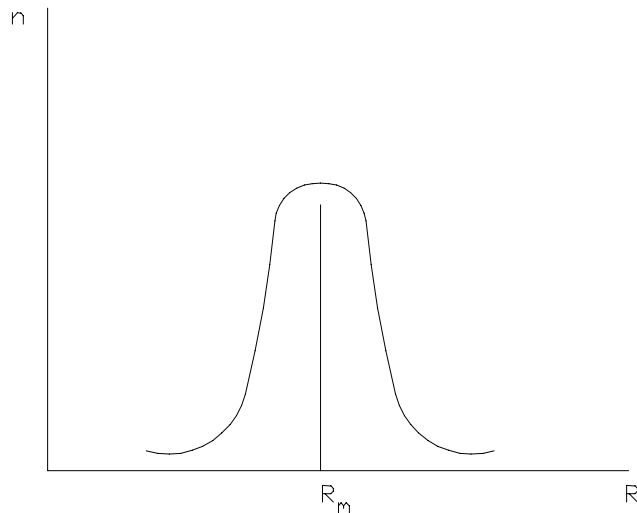
В зависимости от назначения железобетонных конструкций и условий эксплуатации устанавливают показатели качества бетона, основными из которых являются:

- класс по прочности на осевое сжатие B ; указывают в проектах во всех случаях, как основную характеристику;
- класс по прочности на осевое растяжение B_t , назначается в тех случаях, когда эта характеристика имеет главенствующее значение и контролируется на производстве;
- марка по морозостойкости F ; назначают для конструкций, подвергающихся в увлажненном состоянии действию попеременных замораживаний и оттаиваний;
- марка по водонепроницаемости W ; назначают для конструкций, к которым предъявляются требования ограниченной проницаемости (резервуары и т.п.);
- марка по средней плотности D ; назначают для конструкций, к которым кроме требований прочности предъявляются требования теплоизоляции, и контролируют на производстве.

Заданные класс и марку бетона получают соответствующим подбором состава бетонной смеси с последующим испытанием контрольных образцов.

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

Чтобы оценить изменчивость прочности и обеспечить ее гарантированное для заданного класса бетона значение, прибегают к методам теории вероятностей, пользуясь нормальной кривой распределения.



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

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

Гарантированная прочность заданного нормами класса бетона

$$B = 0.78 R_m;$$

Классы и марки бетона для железобетонных конструкций:

а) Классы по прочности на сжатие:

для тяжелых бетонов - B7.5, B10, B12.5, B15, B20, B25, B30, B35, B40, B45, B50, B55, B60.

для мелкозернистых в зависимости от группы в диапазоне от B7.5 до B60.

для легких бетонов в зависимости от средней плотности B3.5 - B40.

б) Классы бетона по прочности на осевое растяжение: B_t0.8; B_t1.2; B_t1.6; B_t2; B_t2.4; B_t2.8; B_t3.2;

в) Марки бетона по морозостойкости. Характеризуют число выдерживаемых бетоном циклов попеременного замораживания - оттаивания в насыщенном водой состоянии при снижении прочности не более чем на 15%. Для тяжелого и мелкозернистого бетона - F50, F75, F100, F150, F200, F300, F400, F500. Для легкого бетона - F25 - F500. Для ячеистых - F15 - F100.

г) Марки бетона по водонепроницаемости: W2, W4, W6, W8, W10, W12. Они характеризуются предельным давлением воды (кг/см²), при котором не происходит ее просачивание через наблюдаемый образец.

д) Марки бетона по средней плотности: тяжелый бетон от D2200 до D2500; легкий бетон от D800 до D2000; поризованный бетон от D800 до D1400.

Оптимальные класс и марку бетона выбирают на основании технико-экономических соображений в зависимости от типа железобетонной конструкции, ее напряженного состояния, способа изготовления, условий эксплуатации и др. Рекомендуется принимать класс бетона для железобетонных сжатых стержневых элементов - не ниже B15; для конструкций, испытывающих значительные сжимающие усилия (колонн, арок и т.д.) - B20 - B30; для

предварительно напряженных конструкций в зависимости от вида напрягаемой арматуры - В20 - В40; для изгибаемых элементов без предварительного напряжения - В15.

Влияние времени и условий твердения на прочность бетона.

Прочность бетона нарастает в течение длительного времени, но наиболее интенсивный ее рост наблюдается в начальный период твердения. Так, прочность бетона на портландцементе интенсивно нарастает первые 28 сут., а на пуццолановом и шлаковом вяжущем - 90 сут. Но и в последующем, при благоприятных условиях твердения (положительной температуре, влажной среде) прочность бетона может нарастать продолжительное время, измеряемое годами. Объясняется это явление длительным процессом образования цементного камня. Если бетон остается сухим, то после года дальнейшего увеличения прочности не происходит.

Наращение прочности бетона на портландцементе при положительной температуре твердения и влажной среде:

$$R_t = R \lg t / \lg 28 = 0.7 R \lg t$$

Процесс твердения значительно ускоряется при повышении температуры и влажности среды. С этой целью железобетонные изделия на заводах подвергают тепловой обработке при температуре до 90 С и влажности до 100 % или специальной автоклавной обработке при высоком давлении пара и температуре до 170 С. Эти способы позволяют за сутки получить бетон прочностью до 70 % от проектной. При твердении бетона отрицательная температура замедляет процесс нарастания прочности.

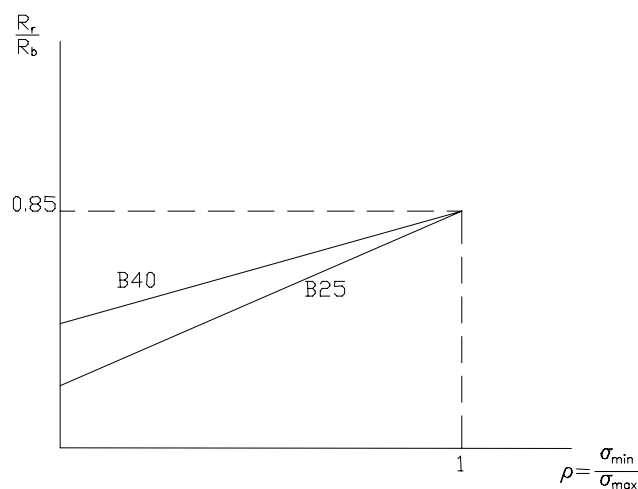
Прочность бетона при длительном действии нагрузки.

Под влиянием развивающихся значительных неупругих деформаций и структурных изменений бетон разрушается при напряжениях, меньших, чем временное сопротивление осевому сжатию. Предел длительного сопротивления бетона осевому сжатию

$$R_{bl} = 0.9R_b;$$

Прочность бетона при многократно повторяющихся нагрузках.

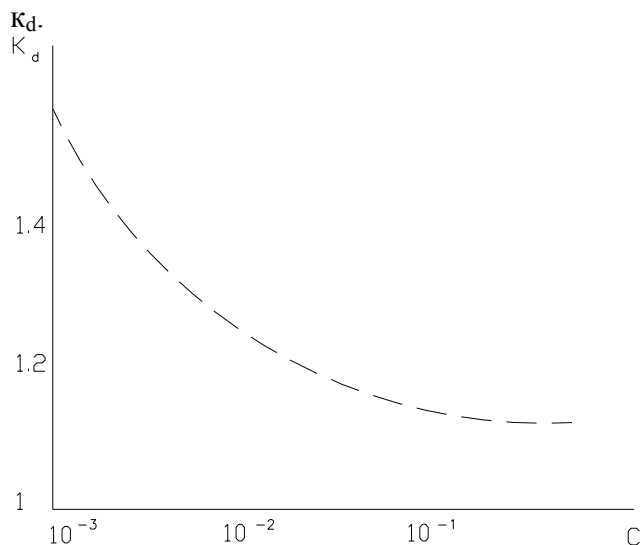
При действии многократно повторяемых нагрузок (несколько миллионов циклов) временное сопротивление бетона сжатию под влиянием развития структурных микротрещин уменьшается. Предел прочности бетона при многократно повторяемых нагрузках или предел выносливости бетона зависит от числа циклов нагрузки - разгрузки и отношения попеременно возникающих минимальных и максимальных напряжений. Практический предел выносливости зависит от характеристики цикла ρ почти линейно, его наименьшее значение $R_r = 0.5R_b$.



Динамическая прочность бетона.

При динамической нагрузке большой интенсивности, но малой продолжительности, развивающейся вследствие ударных и взрывных воздействий, имеет место увеличенное временное сопротивление бетона - динамическая прочность. Это явление объясняют

энергопоглощающей способностью бетона, работающего в течении короткого промежутка времени нагружения только упруго. Чем меньше время нагружения бетонного образца заданной динамической нагрузкой, тем больше коэффициент динамической прочности бетона



ЛЕКЦИЯ №4.

Деформативность бетона.

Виды деформаций.

В бетоне различают деформации двух основных видов: 1) объемные, развивающиеся во всех направлениях под влиянием усадки, изменения температуры и влажности 2) силовые, развивающиеся главным образом вдоль направления действия сил. Силовым продольным деформациям соответствуют некоторые поперечные деформации; начальный коэффициент поперечной деформации бетона $\nu = 0.2$ (коэффициент Пуассона).

Бетону свойственно нелинейное деформирование. Начиная с малых напряжений, в нем кроме упругих деформаций, развиваются неупругие остаточные или пластические деформации. Поэтому силовые деформации в зависимости от характера приложения нагрузки подразделяют на 3 вида - при однократном нагружении кратковременной нагрузкой, длительном действии нагрузки и многократно повторяющемся действии нагрузки.

Объемные деформации.

По данным опытов для тяжелых бетонов деформации, вызванные усадкой $\varepsilon_{sl} = 3 \cdot 10^{-4}$ и более, а для бетонов на пористых заполнителях в 1.5 раза больше. Деформации бетона при набухании меньше, чем при усадке.

Деформации бетона, возникающие под влиянием изменения температуры, характеризуются коэффициентом линейной температурной деформации бетона α_{bt} . Для тяжелого, мелкозернистого бетона и бетона на пористых заполнителях $\alpha_{bt} = 1 \cdot 10^{-5} \text{ C}^{-1}$. Этот коэффициент зависит от вида цемента, заполнителей, влажностного состояния бетона и может изменяться в пределах до 30 %.

Деформации при однократном нагружении кратковременной нагрузкой.

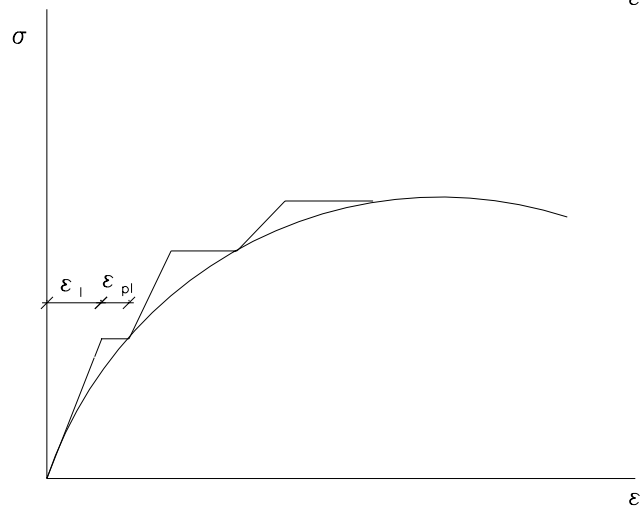
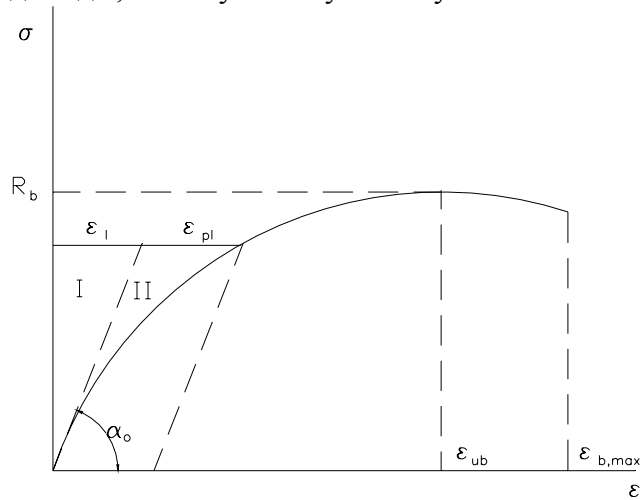
При однократном нагружении бетонной призмы кратковременно приложенной нагрузкой деформации бетона

$$\varepsilon_b = \varepsilon_e + \varepsilon_{pl};$$

т.е., она складывается из упругой деформации и неупругой пластической деформации.

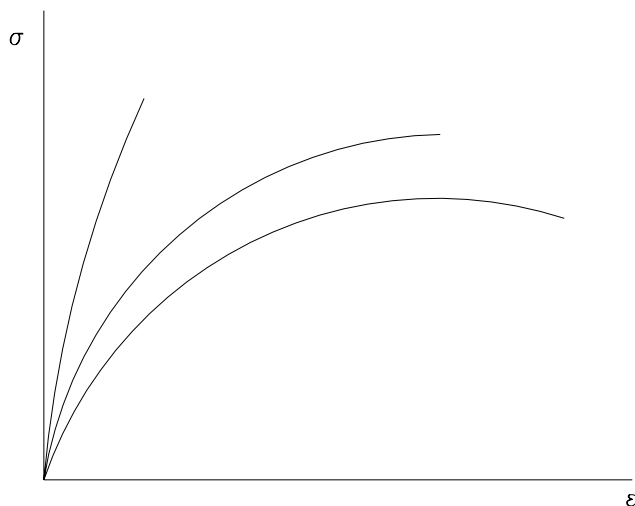
Небольшая доля неупругих деформаций в течении некоторого периода времени после разгрузки восстанавливается (около 10%). Эта деформация называется деформацией упругого

последствия ϵ_{ep} . Если бетон загружать поэтапно и измерять деформации на каждой ступени дважды, то получим ступенчатую линию.



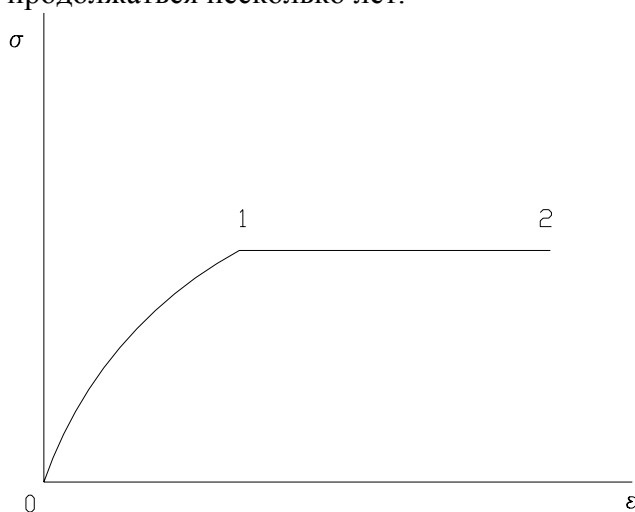
Деформации, измеренные сразу после приложения нагрузки - упругие и связаны с напряжениями линейным законом. Деформации, развивающиеся за время выдержки под нагрузкой - неупругие. При достаточно большом числе ступеней загрузки зависимость между напряжениями и деформациями может быть изображена плавной кривой.

Таким образом, упругие деформации бетона соответствуют лишь мгновенной скорости загрузки образца, в то время как неупругие деформации развиваются во времени. С увеличением скорости загрузки v при одном и том же напряжении неупругие деформации уменьшаются (рис. 1.11б).



Деформации при длительном действии нагрузки.

При сжатии бетонного образца обнаруживается постепенное снижение перед разрушением постепенное снижение сопротивления бетона, т.н. ниспадающая ветвь диаграммы напряжения - деформации. Такой участок повышенного деформирования бетона реально наблюдается в конструкциях при определенных условиях нагружения, например, при сжатии бетона у внешней грани сжатой зоны изгибаемых элементов. При длительном действии нагрузки неупругие деформации бетона с течением времени увеличиваются. Наибольшая интенсивность нарастания неупругих деформаций наблюдается первые 3 - 4 мес. И может продолжаться несколько лет.



На диаграмме участок 0 - 1 характеризует деформации, возникающие при загрузке (его кривизна зависит от скорости загрузки), участок 1 - 2 характеризует нарастание неупругих деформаций при постоянном значении напряжений.

Свойство бетона, характеризующееся нарастанием неупругих деформаций с течением времени при постоянных напряжениях, называют ползучестью бетона. Деформации ползучести могут в 3 - 4 раза превышать упругие деформации. При длительном действии нагрузки, если деформации ползучести нарастают свободно, напряжения в бетоне остаются постоянными. Если деформации ограничить, то будет наблюдаться снижение начальных напряжений во времени, т.н. релаксация напряжений.

Природа ползучести бетона объясняется его структурой, длительным процессом кристаллизации и уменьшением количества геля при твердении цементного камня. Под нагрузкой происходит перераспределение напряжений с испытываемой вязкое течение

гелевой структурной составляющей на кристаллический сросток и зерна заполнителей. Одновременно развитию деформаций ползучести способствуют капиллярные явления, связанные с перемещением в микропорах и капиллярах избыточной воды под нагрузкой. С течением времени процесс перераспределения напряжений затухает и деформирование прекращается.

Ползучесть разделяют на линейную, при которой зависимость между напряжениями и деформациями приблизительно линейная, и нелинейная, которая начинается при напряжениях, превышающих границу образования структурных микротрещин. Это условное разделение, но учет нелинейной ползучести имеет существенное значение в практических расчетах предварительно напряженных элементов.

Опыты показывают, что независимо от скорости приложения нагрузки, конечные деформации ползучести будут одинаковыми при одинаковых уровнях нагрузки. С ростом напряжений ползучесть бетона увеличивается. Загруженный в раннем возрасте бетон обладает большей ползучестью, чем старый бетон. Ползучесть бетона в сухой среде значительно больше, чем во влажной. Технологические факторы также влияют на ползучесть бетона: С увеличением W/C и количества цемента на единицу объема бетонной смеси ползучесть возрастает; с повышением прочности зерен заполнителей, повышением прочности бетона она уменьшается. Бетоны на пористых заполнителях обладают большей ползучестью, чем тяжелые бетоны.

Ползучесть и усадка бетона развиваются совместно. Поэтому полная деформация бетона представляет собой сумму деформаций: упругой, деформаций ползучести и усадки.

Модуль упругости и мера ползучести бетона.

Начальный модуль упругости бетона при сжатии соответствует лишь упругим деформациям, возникающим лишь при мгновенном нагружении. Геометрически он определяется как тангенс угла наклона прямой упругих деформаций.

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

где ρ - масштабный коэффициент.

Модуль полных деформаций бетона при сжатии соответствует полным деформациям (включая ползучесть). Геометрически он определяется, как тангенс угла наклона касательной к кривой напряжения - деформации.

Для расчета железобетонных конструкций пользуются средним модулем или модулем упругопластичности бетона, представляющим собой тангенс угла наклона секущей в точке на кривой напряжения - деформации с заданным напряжением.

Мера ползучести бетона принимается для определения деформации ползучести в зависимости от сжимающих напряжений в бетоне.

$$\varepsilon_{pl} = C_b \sigma_b.$$

Мера ползучести, как и начальный модуль упругости бетона зависит от его класса, условий твердения и т.д.

ЛЕКЦИЯ №5.

Арматура.

Назначение и виды арматуры.

Арматуру в железобетонных конструкциях устанавливают преимущественно для восприятия растягивающих усилий и усиления бетона сжатой зоны конструкций. Необходимое количество арматуры определяют расчетом элементов конструкций на нагрузки и воздействия.

Арматура, устанавливаемая по расчету, называется рабочей. Арматура, устанавливаемая по конструктивным и технологическим соображениям - монтажной. Монтажная арматура обеспечивает проектное положение рабочей арматуры в конструкции и более равномерного распределения усилий между отдельными стержнями рабочей арматуры. Кроме того, монтажная арматура может воспринимать обычно не учитываемые расчетом усилия от усадки бетона, температурных перепадов и т.д.

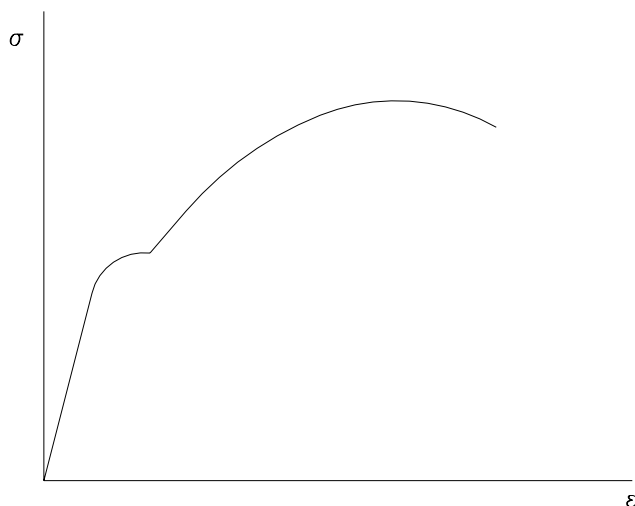
Рабочую и монтажную арматуру объединяют в арматурные изделия - сварные и вязаные сетки и каркасы, которые размещают в железобетонных конструкциях в соответствии с характером их работы под нагрузкой.

Арматура классифицирована по 4 признакам:

- 1) в зависимости от технологии изготовления - стержневая и проволочная. Под стержневой подразумевают арматуру любого диаметра в пределах 6 - 40мм, причем независимо от того, как она поставляется промышленностью - в прутках ($D > 12$ мм, длина до 13м) или в мотках (массой до 1300кг).
- 2) в зависимости от способа последующего упрочнения - горячекатанная арматура может быть термически упрочненной, или упрочненной в холодном состоянии - вытяжкой, волочением.
- 3) По форме поверхности - бывает периодического профиля или гладкой. Выступы в виде ребер на поверхности стержневой арматуры периодического профиля, рифы или вмятины на поверхности проволочной арматуры значительно улучшают сцепление с бетоном.
- 4) по способу применения - напрягаемая и ненапрягаемая арматура.

Механические свойства арматурных сталей.

Характеристики прочности и деформаций арматурных сталей устанавливают по диаграмме напряжения - деформации. Горячекатанная арматурная сталь, имеющая на диаграмме площадку текучести, обладает значительным удлинением после разрыва - до 25% (мягкая сталь). Напряжение, при котором деформации развиваются без заметного увеличения нагрузки, называется физическим пределом текучести арматурной стали. Напряжение, предшествующее разрыву, носит название временного сопротивления арматурной стали. Повышение прочности горячекатанной стали и уменьшение удлинения при разрыве достигается введением в ее состав углерода и различных легирующих добавок. Существенного повышения прочности горячекатанной арматурных сталей достигают термическим упрочнением или холодным деформированием. При термическом упрочнении осуществляется закалка (нагрев до 800 - 900°C и быстрое охлаждение), а затем частичный отпуск (нагрев до 300 - 400°C и постепенное охлаждение).



Высоколегированные и термически упрочненные арматурные стали переходят в пластическую стадию постепенно, что характеризуется отсутствием ярко выраженной площадки текучести на кривой. Для этих сталей установлен условный предел текучести - напряжение $\sigma_{0,2}$, при котором остаточные деформации составляют 0.2%.

Сущность упрочнения арматуры холодным деформированием состоит в вытяжке в холодном состоянии до напряжения превышающего предел текучести ($\sigma_k > \sigma_u$). При повторной вытяжке, поскольку пластические деформации уже выбраны, напряжение σ_k становится новым, искусственно поднятым пределом текучести.

Вытяжка позволяет получать высокую прочность стержней большого диаметра, а многократное волочение (через несколько фильер с уменьшающимися диаметрами) позволяет получить высокопрочную проволоку. При этом временное сопротивление значительно увеличивается, а удлинения при разрыве становятся малыми - 4 - 6%. Чтобы получить структуру стали, необходимую для такого волочения, выполняют патентирование - предварительную термообработку (нагрев до 800°C с последующим специальным охлаждением). По такой технологии изготавливают высокопрочную проволоку классов В-II, Вр-II.

Пластические свойства арматурных сталей имеют большое значение для работы железобетонных конструкций под нагрузкой, механизации арматурных работ, удобства натяжения напрягаемой арматуры и т.д. Арматурная сталь обладает достаточной пластичностью, которая характеризуется относительным удлинением при испытании на разрыв образцов длиной, равной пяти диаметрам стержня (или 100 мм). Понижение пластических свойств может стать причиной хрупкого (внезапного) разрыва арматуры в конструкциях под нагрузкой, хрупкого излома напрягаемой арматуры в местах перегиба или при закреплении в захватах.

Полное относительное удлинение после разрыва δ (%) устанавливается по изменению первоначальной длины образца, включая длину шейки разрыва, а равномерное относительное удлинение после разрыва δ_r - по изменению длины образца, исключая длину шейки разрыва.

Свариваемость арматурных сталей характеризуется надежностью соединения, отсутствием трещин и других пороков металла в швах и прилегающих зонах. Сварку применяют при изготовлении сварных сеток, каркасов, выполнения стыков стержневой арматуры, анкеров, различных закладных деталей. Хорошо свариваются горячекатаные малоуглеродистые и низколегированные арматурные стали. Нельзя сваривать упрочненные арматурные стали, так как утрачивается эффект упрочнения - происходят отпуск и потеря закалки термически упрочненных сталей, отжиг и потеря наклепа проволоки, упрочненной вытяжкой.

Хладноломкостью, или склонностью к хрупкому разрушению под напряжением при отрицательной температуре, обладают некоторые горячекатаные арматурные стали периодического профиля.

Реологические свойства арматурных сталей характеризуются ползучестью и релаксацией. Ползучесть нарастает с повышением напряжений и ростом температуры. Релаксация наблюдается в арматурных стержнях при неизменной длине. Значительной релаксацией обладает упрочненная вытяжкой проволока, термически упрочненная арматура, а также высоколегированная стержневая арматура. Релаксация арматурной стали оказывает большое влияние на работу предварительно напряженных конструкций, и приводит к частичной потере преднапряжения.

Усталостное разрушение арматурной стали наблюдается при действии многократно повторяющейся нагрузки, оно носит характер хрупкого разрушения. Термически упрочненные стали имеют пониженный предел выносливости.

Динамическая прочность арматуры наблюдается при нагрузках большой интенсивности, действующих за короткий промежуток времени. В условиях высокой скорости деформирования арматура работает упруго при напряжениях выше предела текучести, т.к. происходит запаздывание пластических деформаций.

Изменение структуры металла и снижение прочности арматуры происходит при высокотемпературном нагреве. После нагрева и последующего охлаждения прочность горячекатанной арматурной стали восстанавливается полностью, а высокопрочной проволоки - частично.

Классификация арматуры.

Стержневая горячекатанная арматура в зависимости от ее основных механических характеристик подразделяется на 6 классов с условным обозначением А-I, А-II, А-III, А-IV, А-V, А-VI. Термическому упрочнению подвергают арматуру 4-х классов - Ат-III и выше. Дополнительной буквой С указывается на возможность стыкования сваркой; буква К указывает на повышенную коррозионную стойкость. Подвергнутая вытяжке в холодном состоянии стержневая арматура класса А-III, отмечается дополнительным индексом В.

Стержневая арматура всех классов имеет периодический профиль за исключением гладкой арматуры класса А-I.

Физический предел текучести 230 - 400 МПа имеет арматура классов А-I, А-II, А-III, условный предел текучести 600 - 1000 МПа - высоколегированная арматура классов А-IV, А-V, А-VI и термически упрочненная арматура.

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

Арматурную проволоку диаметром 3 - 8 мм подразделяют на 2 класса: Вр-I - обыкновенная арматурная проволока (холоднотянутая, низкоуглеродистая), предназначенная главным образом для изготовления сеток; В-II, Вр-II - высокопрочная арматурная проволока (многократно волооченная, углеродистая), применяемая в качестве напрягаемой арматуры преднапряженных элементов. Периодический профиль обозначается дополнительным индексом р - Вр-I, Вр-II.

Основная механическая характеристика проволоки - временное сопротивление σ_u , которое возрастает с уменьшением диаметра проволоки. Для обыкновенной арматурной проволоки - 550 МПа, для высокопрочной проволоки - 1300 - 1900 МПа.

Применение арматуры в конструкциях.

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

В качестве напрягаемой арматуры рекомендуется применять стержневую термически упрочненную арматуру классов Ат-IV, Ат-V, Ат-VI, горячекатанную арматуру классов А-IV, А-V, А-VI. Для элементов длиной свыше 12 м целесообразно использовать арматурные канаты классов К-7, К-19 и высокопрочную проволоку, допускается применять стержни классов А-IV, А-V.

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

Арматурные сварные изделия.

Сварные сетки изготавливают по стандарту из обыкновенной арматурной проволоки диаметром 3 - 5мм и арматуры класса А-III диаметром 6 - 10мм. Сетки бывают рулонные и плоские. В рулонных сетках наибольший диаметр продольных рабочих стержней - 7мм. Ширина сетки ограничена размером 3800мм, масса рулона не более 1300кг, Причем длина сетки не более 9м.

Основные параметры сеток в маркировке

D-v ALc₁-c₂

d-u k

где D, d - диаметры продольных и поперечных стержней,

v, u - шаг продольных и поперечных стержней,

A - ширина сетки,

L - длина сетки,

остальные параметры - свободные концы продольных и поперечных стержней сеток.

Плоские сварные каркасы изготавливают из одного или двух продольных рабочих стержней и привариваемых к ним поперечных стержней. Концевые выпуски продольных и поперечных стержней должны быть не менее 0.5D+d или 0.5d+D и не менее 20мм.

Пространственные каркасы образуют из плоских, применяя в ряде случаев соединительные стержни.

Арматурные проволочные изделия.

Арматурный канат - наиболее эффективная напрягаемая арматура; он состоит из группы проволок, свитых так, чтобы было исключено их раскручивание. В процессе изготовления проволоки деформируются и плотно прилегают друг к другу. Периодический профиль канатов обеспечивает их надежное сцепление с бетоном, а большая их длина делает возможным их применение в длинномерных конструкциях без стыков.

Арматурные пучки состоят из параллельно расположенных высокопрочных проволок. Проволоки (14, 18 или 24) располагают по окружности с зазорами, обеспечивающими проникание цементного раствора внутрь пучка, и обматывают мягкой проволокой или обжимают обоями.

Соединения арматуры.

Сварные стыки арматуры - встык или при помощи коротышей, внахлестку со сваркой или без нее.

ЛЕКЦИЯ № 6.

ЖЕЛЕЗОБЕТОН

Содержание: 1. Особенности заводского изготовления железобетонных конструкций.
2. Предварительно напряженные железобетонные конструкции .
3. Сцепление арматуры с бетоном.
4. Анкеровка арматуры.

Особенности заводского изготовления железобетонных конструкций.

Проектируя железобетонные элементы, предусматривают возможность высокопроизводительного труда при изготовлении на специальных заводах и удобного монтажа на строительных площадках путем выбора оптимальных габаритов, экономичных форм сечения, рациональных способов армирования. Конструктивное решение элементов и технология заводского изготовления находятся в тесной взаимосвязи. Элементы, конструкция которых допускает их массовое изготовление на заводе или полигоне без трудоемких ручных операций, являются технологичными. Производство сборных железобетонных элементов ведут по нескольким технологическим схемам:

- 1) Конвейерная технология. Элементы изготавливают в формах, установленных на вагонетках и перемещаемых по рельсам конвейера от одного агрегата к другому. По мере продвижения вагонетки последовательно выполняются необходимые технологические операции: установку арматурных каркасов, натяжение арматуры преднапряженных элементов, установку вкладышей - пустотообразователей для элементов с пустотами, укладка бетонной смеси и ее уплотнение, извлечение вкладышей, термовлажностную обработку для ускорения твердения бетона. Все формы - вагонетки перемещаются в установленном принудительном режиме. Высокопроизводительную конвейерную технологию применяют на крупных заводах при массовом выпуске элементов относительно малой массы.
- 2) Поточно-агрегатная технология. Технологические операции выполняют в соответствующих цехах завода. При этом агрегаты, выполняющие необходимые технологические операции, неподвижны, а форма с изделием перемещается от одного агрегата к другому кранами. Технологический ритм перемещения форм заранее не установлен и не является принудительным.
- 3) Стеновая технология. Изделия в процессе изготовления и тепловой обработки остаются неподвижными, а агрегаты, выполняющие технологические операции, перемещаются вдоль форм. Такие стенды оборудованы передвижными кранами, подвижными бетоноукладчиками, а также вибраторами для уплотнения бетонной смеси. Элементы изготавливаются в гладких или профилированных формах (матрицах или кассетах). По стеновой технологии изготавливают крупногабаритные и предварительно напряженные элементы промзданий (фермы, балки покрытий, подкрановые балки, колонны и др.).
- 4) Разновидностью стеновой технологии является кассетный способ, применяемый при изготовлении стеновых панелей и плит перекрытий. Элементы изготавливают на неподвижном стенде в пакете вертикальных металлических кассет, вмещающем одновременно несколько панелей. Формование панелей в вертикальном положении дает ровную и гладкую поверхность плит и панелей.
- 5) Вибропрокатная технология. Плиты перекрытий и панели стен формируют на непрерывно движущейся ленте, гладкая или рифленая поверхность которой образует форму изделия. После укладки арматурного каркаса бетонную смесь, поданную на ленту, вибрируют и уплотняют с помощью расположенных сверху валков. Последовательно прокатываемые изделия, укрытые сверху и подогреваемые снизу, за время перемещения по ленте (в течении нескольких часов) набирают необходимую

прочность. Технологические операции подчинены единому ритму - скорости движения формующей ленты.

Изготовить весь комплект сборных изделий по одной технологической схеме невозможно, поэтому на заводах сборных железобетонных изделий одновременно используют несколько технологических схем. Разработка новых конструкций вызывает необходимость совершенствования технологической схемы или создания новой технологии. Возможно также приспособление конструкции к существующим технологиям.

Средняя плотность железобетона.

Средняя плотность тяжелого железобетона при укладке бетонной смеси с вибрированием должна составить 2500 кг/м³, при укладке бетонной смеси без вибрирования - 2400 кг/м³. При значительном содержании арматуры (свыше 3%) плотность железобетона определяют как сумму масс бетона и арматуры в 1 м³ объема конструкции. Среднюю плотность легкого железобетона определяют так же.

Преднапряженный железобетон и способы создания предварительного напряжения.

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

Удельная стоимость арматуры снижается с увеличением прочности арматуры. Поэтому высокопрочная арматура значительно выгоднее обычной. Однако применять высокопрочную арматуру в конструкциях без преднапряжения не рекомендуется, т. к. При высоких растягивающих напряжениях в арматуре в растянутых зонах бетона появляются трещины значительного раскрытия, лишаящих конструкцию необходимых эксплуатационных качеств.

Суть использования преднапряженного железобетона в конструкциях - экономический эффект, достигаемый применением высокопрочной арматуры, а также высокая трещиностойкость, лучшее сопротивление динамическим нагрузкам, коррозионная стойкость, долговечность.

В предварительно напряженной балке под нагрузкой бетон испытывает растягивающие напряжения только после погашения начальных сжимающих напряжений. На примере двух балок видно, что трещины в преднапряженной балке образуются при более высокой нагрузке, но разрушающая нагрузка для обеих балок близка по значению, поскольку предельные напряжения в арматуре и бетоне этих балок одинаковы. Гораздо меньше также и прогиб преднапряженной балки.

В производстве преднапряженных элементов возможны 2 способа создания преднапряжения: натяжение арматуры на упоры и на бетон. При натяжении на упоры арматуру заводят в форму до бетонирования элемента, один конец ее закрепляют в упоре, другой натягивают домкратом или иным приспособлением до контролируемого напряжения. После приобретения бетоном необходимой кубиковой прочности перед обжатием $R_{бр}$ арматуру отпускают с упоров. Арматура при восстановлении упругих деформаций в условиях сцепления с бетоном обжимает его.

Стержневую арматуру можно натягивать на упоры электротермическим способом. Стержни с высаженными головками разогревают электротоком до 300 - 350°C, заводят в форму и закрепляют в упорах форм. При восстановлении начальной длины в процессе остывания арматура натягивается на упоры. Арматуру можно также натягивать электротермомеханическим способом.

При натяжении на бетон сначала изготавливают бетонный или слабоармированный элемент, затем по достижении бетоном прочности $R_{бр}$ создают в нем предварительное сжимающее напряжение. Напрягаемую арматуру заводят в каналы или пазы, оставляемые при бетонировке элемента, и натягивают на бетон. При этом способе напряжения в арматуре контролируют после окончания обжатия бетона. Каналы в бетоне, превышающие диаметр арматуры на 5 - 15 мм создают укладкой извлекаемых впоследствии пустотообразователей (стальных спиралей, резиновых трубок и т.д.). Сцепление арматуры с бетоном достигается после обжатия инъецированием - нагнетанием в каналы цементного теста или раствора под давлением через заложенные при изготовлении элемента тройники - отводы. Если напрягаемую арматуру располагают с внешней стороны элемента (кольцевая арматура трубопроводов, резервуаров и т.п.), то навивку ее с одновременным обжатием бетона выполняют специальными навивочными машинами. В этом случае на поверхность элемента после натяжения арматуры наносят торкретированием защитный слой бетона.

Натяжение на упоры является более промышленным способом в заводском производстве. Натяжение на бетон применяется главным образом для крупноразмерных конструкций.

Сцепление арматуры с бетоном.

В железобетонных конструкциях скольжения арматуры в бетоне не происходит благодаря сцеплению материалов. Прочность сцепления арматуры с бетоном оценивают сопротивлением выдергиванию или вдавливанию арматурных стержней, заанкеренных в бетоне. По опытным данным, прочность сцепления зависит от следующих факторов: зацепления в бетоне выступов на поверхности арматуры периодического профиля, сил трения развивающихся при контакте арматуры с бетоном, склеивания арматуры с бетоном, возникающей благодаря склеивающей способности цементного геля. Наибольшее влияние на прочность сцепления оказывает 1 фактор - он обеспечивает s общего сопротивления скольжению арматуры в бетоне. Прочность сцепления возрастает с повышением класса бетона, уменьшением водоцементного отношения, а также увеличения возраста бетона. Исследования показали, что распределение напряжений сцепления арматуры с бетоном по длине заделки стержня неравномерно. Наибольшее напряжение сцепления τ_{max} не зависит от длины анкеровки стержня $l_{ан}$. Среднее напряжение сцепления определяют как частное от деления усилия в стержне N на площадь заделки.

$$\tau_c = N / (l_{ан}u)$$

При недостаточной заделке к концам заделки приваривают коротыши или шайбы (по концам стержней арматуры класса А-I устраивают крюки).

Анкеровка арматуры в бетоне.

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

Ненапрягаемая арматура из гладких стержней класса А-I снабжена на концах полукруглыми крюками диаметром $2.5d$ а в бетоне на пористых заполнителях - $5d$. Анкерами гладких стержней в сварных сетках и каркасах служат стержни поперечного направления, потом мероприятия по анкеровке не проводятся.

Ненапрягаемую арматуру периодического профиля заводят за нормальное к продольной оси сечение на длину анкеровки:

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

но не менее $l_{ан} = \lambda_{ан}d$,

где $\lambda_{ан}$, $\omega_{ан}$, $\Delta\lambda_{ан}$ - табличные коэффициенты.

На крайних свободных опорах изгибаемых элементов продольные растянутые стержни заводят для анкеровки за внутреннюю грань опоры не менее $10d$ (при отсутствии наклонных трещин в растянутой зоне - не менее $5d$).

Напрягаемую арматуру при натяжении на упоры и достаточной прочности бетона применяют без специальных анкеров. При натяжении на бетон (арматурные пучки) или на упоры в условиях недостаточного сцепления с бетоном (гладкая высокопрочная проволока) - со специальными анкерами. Длину зоны анкеровки напрягаемой арматуры:

$$l_p = [\omega_p(\sigma_s/R_b) + \lambda_p]d,$$

Защитный слой бетона в железобетонных конструкциях создается размещением арматуры на некотором удалении от их поверхности. Защитный слой бетона необходим для обеспечения совместной работы арматуры с бетоном на всех стадиях изготовления, монтажа и эксплуатации конструкции. Он также защищает арматуру от агрессивных воздействий, повышенной температуры и т.д. Толщину защитного слоя бетона устанавливают в зависимости от вида и диаметра арматуры, размера сечений элементов, вида и класса бетона, условий работы конструкции и т.д.

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

Толщина защитного слоя бетона у концов напрягаемой арматуры на участке передачи усилий должна быть не менее $2d$ стержней арматуры класса А-IV или арматурного каната и не менее $3d$ для остальных. Причем толщина защитного слоя для указанного участка не может быть менее 40мм для стержневой арматуры и 20мм для арматурного каната. При наличии стальных опорных деталей допускается для опорного участка принимать величину защитного слоя бетона, как и для сечений в пролете.

Толщина защитного слоя бетона для продольной напрягаемой арматуры при натяжении на бетон должна быть не менее 20мм и не менее половины d канала, а при диаметре арматуры более 32мм не менее $0.5d$.

Расстояние от концов продольной арматуры до торцов элемента принимают не менее 10мм , а для сборных элементов большой длины - не менее 15мм .

Минимальная толщина защитного слоя бетона для поперечных стержней каркасов и хомутов при высоте сечения до 250мм - 10мм , а свыше 250мм - 15мм .

ТЕМА №3: ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ОСНОВЫ ТЕОРИИ СОПРОТИВЛЕНИЯ
ЖЕЛЕЗОБЕТОНА И МЕТОДЫ РАСЧЕТА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ
(6 часов)

ЛЕКЦИЯ №7.

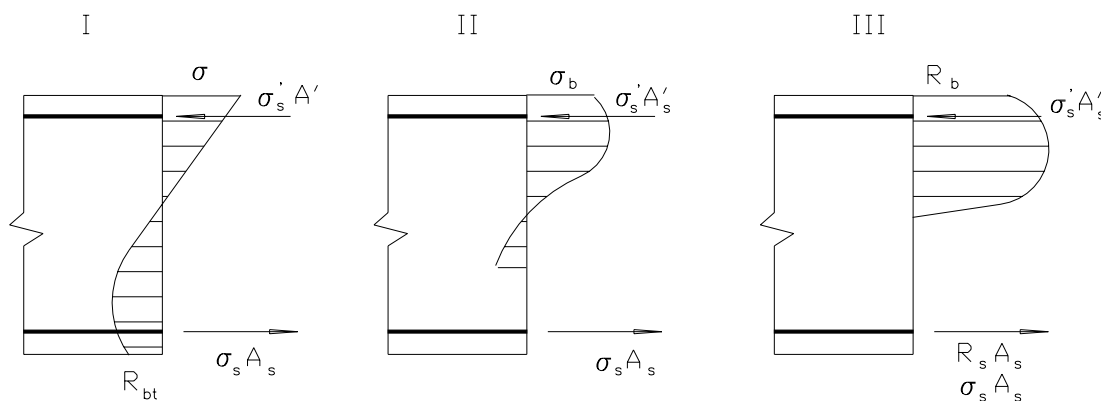
Содержание: 1. Стадии напряженно - деформированного состояния.
2. Методы расчета сечений.
3. Метод расчета по допускаемым напряжениям.
4. Метод расчета по разрушающим усилиям.

Три стадии напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов.

Опыты с различными железобетонными элементами - изгибаемыми, внецентренно растянутыми, внецентренно сжатыми с двузначной эпюрой напряжений показали, что при постепенном увеличении нагрузки можно наблюдать 3 характерные стадии напряженно - деформированного состояния:

стадия I - до появления в бетоне растянутой зоны трещин, когда напряжения в бетоне меньше временного сопротивления растяжению и растягивающие усилия воспринимаются арматурой и бетоном совместно;

стадия II - после появления трещин в бетоне растянутой зоны, когда растягивающие усилия в местах, где образовались трещины, воспринимаются арматурой и участком бетона над трещиной, а на участках между трещинами - арматурой и бетоном совместно;



стадия III - стадия разрушения, характеризующаяся относительно коротким периодом работы элемента, когда напряжения в растянутой стержневой арматуре достигают физического или условного предела текучести, а в высокопрочной проволоке - временного сопротивления, а напряжения в бетоне сжатой зоны - временного сопротивления сжатию. В зависимости от степени армирования элемента последовательность разрушения зон - растянутой и сжатой - может изменяться.

Рассмотрим 3 стадии напряженно - деформированного состояния в зоне чистого изгиба железобетонного элемента при постепенном увеличении нагрузки.

Стадия I. При малых нагрузках на элемент напряжения в бетоне и арматуре невелики, деформации носят преимущественно упругий характер; зависимость между напряжениями и деформациями - линейная, эпюры нормальных напряжений в бетоне сжатой и растянутой зон сечения - треугольные. С увеличением нагрузки на элемент в бетоне растянутой зоны развиваются неупругие деформации, эпюра напряжений становится криволинейной, напряжения приближаются к пределу прочности при растяжении. Этим характеризуется конец стадии 1. При дальнейшем увеличении нагрузки в бетоне растянутой зоны образуются трещины, наступает новое качественное состояние.

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

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

В элементах с избыточным содержанием арматуры (переармированных) разрушение происходит по бетону сжатой зоны. Стадия II переходит в стадию III внезапно. Разрушение переармированных сечений всегда носит хрупкий характер при неполном использовании; его называют случаем 2.

Ненапрягаемая арматура сжатой зоны сечения в стадии III испытывает сжимающие напряжения, обусловленные предельной сжимаемостью бетона:

$$\sigma_s \leq \epsilon_{ub} * E_s.$$

Сечения по длине железобетонного элемента испытывают разные стадии напряженно - деформированного состояния. Так, в сечениях с небольшими изгибающими моментами наблюдается стадия I; по мере нарастания изгибающих моментов - стадия II, в то время как в зоне максимального изгибающего момента - в стадии III. Разные стадии напряженно - деформированного состояния железобетонного элемента могут возникать и на различных этапах - при изготовлении и предварительном обжатии, транспортировке и монтаже, действии эксплуатационной нагрузки.

При обжатии в преднапряженном элементе возникают довольно высокие напряжения. Под влиянием развития неупругих деформаций эпюра сжимающих напряжений приобретает криволинейное очертание. В процессе последовательного нагружения внешней нагрузкой предварительные сжимающие напряжения погашаются, а возникающие растягивающие напряжения приближаются к временному сопротивлению бетона растяжению (рис. 2.2). Перемещение в глубь сечения ординаты с максимальным напряжением обусловлено последовательным увеличением величин деформаций и уменьшением модуля бетона от оси к внешнему краю сечения из-за развития неупругих деформаций. Особенность напряженно - деформированного состояния преднапряженных элементов проявляется главным образом в стадии I. Внешняя нагрузка, вызывающая образование трещин, значительно увеличивается (в несколько раз), напряжения в бетоне сжатой зоны и высота этой зоны также значительно возрастают. Интервал между стадиями I и III сокращается. После образования трещин напряженные состояния элементов с предварительным напряжением и без него в стадиях II и III сходны.

Метод расчета по допускаемым напряжениям.

Метод расчета прочности сечений изгибаемых элементов по допускаемым напряжениям исторически сформировался первым; в нем за основу взята стадия II напряженно - деформированного состояния и приняты следующие допущения: бетон растянутой зоны не работает, растягивающее напряжение воспринимает арматура; бетон сжатой зоны работает упруго, а зависимость между напряжениями и деформациями - линейная согласно закону Гука; нормальные к продольной оси сечения, плоские до изгиба, остаются плоскими после изгиба (гипотеза плоских сечений).

Как следствие этих допущений, в бетоне сжатой зоны принимается треугольная эпюра напряжений (рис. 2.3) и постоянное отношение модулей упругости материалов. Рассматривают приведенное однородное сечение, в котором площадь сечения растянутой арматуры заменяют площадью сечения бетона, равной αA_s . Исходя из равенства деформаций бетона и арматуры

$$\sigma_s = \alpha \sigma_b.$$

Краевое напряжение в бетоне

$$\sigma_b = Mx/I_{red};$$

Напряжения в растянутой арматуре

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

Напряжения в бетоне и арматуре ограничиваются допускаемыми напряжениями, которые устанавливают, как некоторые доли временного сопротивления бетона сжатию

$\sigma_b = 0.45R$ (марка бетона, принимаемая равной кубиковой прочности бетона) и предела текучести арматуры

$$\sigma_s = 0.5\sigma_y;$$

Основной недостаток метода расчета сечений по допускаемым напряжениям заключается в том, что бетон рассматривается как упругий материал. Действительное же распределение напряжений в бетоне по сечению в стадии II не отвечает треугольной эпюре напряжений, а отношение модулей упругости число переменное, зависящее от значений напряжений в бетоне, продолжительности действия и других факторов. Как результат, напряжение в арматуре меньше вычисленных. Это приводит к излишнему расходу материалов, требует установки арматуры в местах, где она не используется и т.д.

Метод расчета по разрушающим усилиям.

Метод расчета сечений по разрушающим усилиям был введен в 1938 г. Он исходит из стадии III напряженно - деформированного состояния при изгибе. Работа бетона растянутой зоны не учитывается. В расчетные формулы вместо допускаемых напряжений вводят предел прочности бетона при сжатии и предел текучести арматуры. При этом отпадает необходимость в использовании отношения модулей упругости. Эпюра напряжений была принята прямоугольной. Усилие, допускаемое при эксплуатации конструкции, определяют делением разрушающего усилия на общий коэффициент запаса прочности k . Так, для изгибаемых элементов

$$M = M_p/k,$$

а для сжатых элементов

$$N = N_p/k,$$

При определении разрушающих усилий, работающих по случаю 1, вместо гипотезы плоских сечений применяют принцип пластического разрушения. На основании этого принципа (напряжения в бетоне и арматуре достигают предельных значений одновременно) были получены расчетные формулы разрушающих усилий изгибаемых и центрально нагруженных элементов.

Для изгибаемого элемента (рис. 2.4) высоту сжатой зоны определяют из уравнения равновесия внутренних усилий в стадии разрушения:

$$R_n A_b + R_s A_s' = R_s A_s,$$

где R_n - временное сопротивление бетона сжатию при изгибе, которое принято равным $1.25R_b$

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

$$M_p = R_n S_b + R_s A_s' (h - a'),$$

где S_b - статический момент инерции площади сечения бетона сжатой зоны относительно оси, проходящей через центр тяжести растянутой арматуры.

Метод расчета по разрушающим усилиям, учитывающий упруго - пластические свойства железобетона, более правильно отражал действительную работу сечений под нагрузкой. Его преимущество - возможность определения близкого к действительности общего коэффициента запаса прочности. При расчете по разрушающим усилиям в ряде случаев получается меньший расход арматурной стали.

Недостаток - возможные отклонения фактических нагрузок и прочностных характеристик материалов не могут быть явно учтены при общем синтезирующем коэффициенте запаса прочности.

ЛЕКЦИЯ №8.

Содержание: 1. Методы расчета конструкций по предельным состояниям.

2. Классификация нагрузок.

3. Степень ответственности зданий и сооружений.

4. Нормативные и расчетные сопротивления материалов.

Сущность метода расчета конструкций по предельным состояниям.

Метод расчета по предельным состояниям является продолжением метода расчета по разрушающим усилиям. При расчете по этому методу четко устанавливаются предельные состояния конструкций и используется система расчетных коэффициентов, введение которых гарантирует, что такое предельное состояние не наступит при самых неблагоприятных сочетаниях нагрузок и при наименьших значениях прочностных характеристик материалов. Прочность сечений определяют по стадии разрушения, но безопасность работы конструкции под нагрузкой оценивают не одним синтезирующим коэффициентом, а системой расчетных коэффициентов. Конструкции, запроектированные по этому методу, получаются экономичнее.

Две группы предельных состояний.

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

Железобетонные конструкции должны удовлетворять требованиям расчета по двум группам предельных состояний: 1 - по несущей способности; 2 - по пригодности к нормальной эксплуатации.

Расчет по 1 группе предельных состояний выполняют, чтобы предотвратить следующие явления:

хрупкое, вязкое или иного характера разрушение (расчет по прочности);

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

усталостное разрушение (расчет на выносливость конструкций, находящихся под воздействием многократно повторяющихся подвижных или пульсирующих нагрузок: подкрановых балок, шпал, рамных фундаментов или перекрытий под неуравновешенными машинами)

разрушение от совместного воздействия силовых факторов и неблагоприятных воздействий внешней среды (агрессивность среды, попеременное замораживание и оттаивание и т.п.).

Расчет по 2 группе предельных состояний выполняют, чтобы предотвратить следующие явления:

образование чрезмерного и продолжительного раскрытия трещин (если по условиям эксплуатации они допустимы);

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

Расчет по предельным состояниям конструкций в целом и их отдельных частей выполняют для всех этапов: изготовления, транспортирования, монтажа и эксплуатации.

Расчетные факторы.

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

Классификация нагрузок.

Постоянные нагрузки.

В зависимости от продолжительности действия нагрузки делят на постоянные и временные. Постоянными нагрузками является вес несущих и ограждающих конструкций зданий и сооружений, вес и давление грунтов, воздействие предварительного напряжения железобетонных конструкций.

Временные нагрузки.

Длительные нагрузки. К ним относятся: вес стационарного оборудования на перекрытиях - станков, аппаратов, двигателей, емкостей и т.п.; давление газов, жидкостей, сыпучих тел в емкостях; вес содержимого в складских помещениях, холодильников, архивов и библиотек; установленная нормами часть временной нагрузки в жилых домах, в служебных и бытовых помещениях; длительные температурные технологические воздействия от стационарного оборудования; часть нагрузок от подвесных или мостовых кранов; часть снеговой нагрузки.

Кратковременные нагрузки. К ним относятся: вес людей, деталей и материалов в зонах обслуживания и ремонта оборудования - проходах и других свободных от оборудования участках; часть нагрузки на перекрытия общественных и жилых зданий; нагрузки, возникающие при изготовлении, перевозке и монтаже элементов конструкций; нагрузки от подвесных и мостовых кранов; снеговые и ветровые нагрузки, температурные и климатические воздействия.

Особые нагрузки. К ним относятся сейсмические и взрывные воздействия; нагрузки, вызываемые неисправностью или поломкой оборудования и резким нарушением технологического процесса (например, резкое повышение температуры); воздействие неравномерных деформаций основания (например, деформации просадочных грунтов при замачивании или вечномёрзлых грунтов при оттаивании).

Нормативные нагрузки.

Они устанавливаются нормами по заранее заданной вероятности превышения средних значений или по номинальным значениям. Нормативные постоянные нагрузки принимают по

проектным значениям геометрических параметров и средним значениям плотности. Нормативные временные технологические или монтажные - по наибольшим значениям, предусмотренным для нормальной эксплуатации; снеговые и ветровые - по средним из ежегодных данных, или по неблагоприятным значениям, соответствующим определенному среднему периоду их повторений.

Расчетные нагрузки.

Их значения при расчете конструкций на прочность и устойчивость определяют умножением нормативной нагрузки на коэффициент надежности по нагрузке γ_f , который обычно больше единицы. Коэффициент надежности при действии бетонных и железобетонных конструкций $\gamma_f=1.1$, для конструкций из бетонов на легких заполнителях и различных стяжек, засыпок, утеплителей, выполненных в заводских условиях $\gamma_f=1.2$ и при изготовлении на стройплощадке $\gamma_f=1.3$. Для временных нагрузок в зависимости от их значения - при полном нормативном их значении менее 2 кПа $\gamma_f=1.3$, при более 2 кПа - 1.2. Коэффициент надежности при действии веса конструкций, применяемый при расчете на устойчивость против всплытия, опрокидывания и скольжения, а также в других случаях, когда уменьшение массы ухудшает условия работы конструкции $\gamma_f=0.9$. При расчете конструкций по деформациям и перемещениям на стадии возведения расчетные кратковременные нагрузки умножают на 0.8. При расчете конструкций по второй группе предельных состояний расчетные нагрузки принимают равными нормативным.

Сочетания нагрузок.

Конструкции должны быть рассчитаны на различные сочетания нагрузок или соответствующие им усилия, если расчет ведут по схеме неупругого состояния. В зависимости от состава учитываемых нагрузок различают: основные сочетания, включающие постоянные, длительные и кратковременные нагрузки или усилия от них; особые сочетания, включающие постоянные, длительные, возможные кратковременные и одна из особых нагрузок.

В основных сочетаниях при учете не менее двух временных нагрузок их расчетные значения умножают на коэффициенты: для длительных нагрузок $\psi_1=0.95$, для кратковременных - $\psi_2=0.9$ (вторая группа основных сочетаний). При учете же одной временной нагрузки $\psi_1=\psi_2=1$ (первая группа основных сочетаний). Нормами допускается при учете трех и более кратковременных нагрузок умножать на коэффициенты сочетаний: $\psi_1=1$ - для первой по степени важности кратковременной нагрузки; $\psi_2=0.8$ для второй, $\psi_2=0.6$ для остальных.

В особых сочетаниях для длительных нагрузок $\psi_1=0.95$, для кратковременных $\psi_2=0.8$ кроме случаев, оговоренных в нормах для сейсмических районов.

Степень ответственности зданий и сооружений.

Степень ответственности зданий и сооружений определяется размером материального и социального ущерба при достижении конструкциями предельных состояний. При проектировании конструкции следует учитывать коэффициент надежности по назначению γ_n , значение которого зависит от класса ответственности зданий и сооружений. На γ_n следует делить предельные значения несущей способности, расчетные значения сопротивлений, предельные значения деформаций, раскрытия трещин или умножать на него расчетные значения нагрузок усилий или иных воздействий. Установлены 3 класса ответственности зданий и сооружений:

класс I, $\gamma_n=1$ - здания и сооружения, имеющие обоснованное хозяйственное или социальное значение (главные корпуса ТЭС, АЭС, теле- и радиовышки, промышленные трубы большой высоты, крупные резервуары, крытые спортивные сооружения, здания театров, рынков, музеев и т.д.).

класс II, $\gamma_n=0.95$ - здания и сооружения не входящие в классы I и III.

класс III, $\gamma_n=0.9$ - различные склады без процессов сортировки и упаковки, одноэтажные жилые дома, временные здания.

Нормативные и расчетные сопротивления бетона.

Нормативными сопротивлениями бетона является сопротивление осевому сжатию призм (призменная прочность) R_{bn} и сопротивление осевому растяжению $R_{btн}$, которые определяются в зависимости от класса бетона по прочности (при обеспеченности 0.95).

Нормативную призменную прочность определяют по формуле:

$$R_{bn}=B(0.77-0.00125B), \text{ при этом } R_{bn}\geq 0.72B.$$

Расчетные сопротивления бетона для расчета по первой группе предельных состояний определяют делением нормативных сопротивлений на соответствующие коэффициенты надежности по бетону: при сжатии $\gamma_{bc}=1.3$, при растяжении $\gamma_{bt}=1.5$.

Расчетное сопротивление сжатию тяжелого бетона B50, B55 и B60 умножают на коэффициенты, учитывающие особенность механических свойств высокопрочного бетона (снижение деформаций ползучести), соответственно равные 0.95, 0.925 и 0.9.

При расчете конструкций расчетные сопротивления бетона уменьшают, а в отдельных случаях увеличивают, умножают на соответствующие коэффициенты условий работы бетона γ_{bi} , учитывающие следующие факторы - особенности свойств бетонов; длительность действия нагрузки и ее многократную повторяемость, условия, характер и стадию работы конструкции; способ ее изготовления, размеры сечения и т.д.

Расчетные сопротивления бетона для расчета по второй группе предельных состояний принимают равными нормативным значениям.

Нормативные и расчетные сопротивления арматуры.

Нормативные сопротивления арматуры R_{sn} устанавливаются учетом статической изменчивости прочности и принимают равными наименьшему контролируемому значению следующих величин: для стержневой арматуры - физического предела текучести σ_y или условного предела текучести $\sigma_{0.2}$; для проволочной арматуры $\sigma_{0.2}=0.8\sigma_u$.

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

$$R_s = R_{sn}/\gamma_s;$$

При расчете конструкций расчетные сопротивления арматуры снижают, или в отдельных случаях повышают умножением на соответствующие коэффициенты условий работы γ_{si} , учитывающие возможность неполного использования ее прочностных характеристик в связи с неравномерным распределением напряжений в сечении, низкой прочностью бетона, условиями анкеровки, характером диаграммы растяжения стали, и т.д.

Расчетные сопротивления арматуры для расчета по второй группы предельных состояний устанавливают равными нормативным значениям.

Три категории требований к трещиностойкости железобетонных конструкций.

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

К трещиностойкости железобетонной конструкции при расчете предъявляют различные требования в зависимости от вида применяемой арматуры. Эти требования относятся к появлению и раскрытию нормальных и наклонных трещин и подразделяются на три категории:

1 - не допускается образование трещин

2 - допускается ограниченное по ширине непродолжительное раскрытие трещин при условии их последующего надежного зажатия

3 - допускается ограниченное по ширине непродолжительное и продолжительное раскрытие трещин

Непродолжительным считается раскрытие трещин при действии постоянных, длительных и кратковременных нагрузок; продолжительным - раскрытие трещин при действии только постоянных и длительных нагрузок. Предельная ширина раскрытия трещин (a_{crc1} - непродолжительная и a_{crc2} - продолжительная), при которой обеспечивается нормальная эксплуатация зданий, коррозионная стойкость арматуры и долговечность конструкций, в зависимости от категории требований по трещиностойкости не должна превышать 0.05-0.4мм.

Предварительно напряженные элементы, находящиеся под давлением жидкостей и газов (резервуары, напорные трубы и т.д.) при полностью растянутом сечении со стержневой или проволочной арматурой, а также при частично сжатом сечении с проволочной арматурой диаметром 3 мм и менее должны отвечать требованиям первой категории. Другие преднапряженные элементы в зависимости от условий работы конструкций и вида арматуры должны отвечать требованиям 2 и 3 категории. Конструкции без предварительного напряжения, армированные арматурой А-1, А-11, А-111 должны отвечать требованиям третьей категории.

Основные положения расчета.

Предельные состояния первой группы.

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

Условие прочности выражено неравенством

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

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

Предельные состояния второй группы.

Расчет по образованию трещин, нормальных к продольной оси элемента, выполняют для проверки трещиностойкости элементов, к которым предъявляют требования первой категории, а также, чтобы установить, появляются ли трещины в элементах, к трещиностойкости которых предъявляются требования второй и третьей категории. Считается, что трещины, нормальные к продольной оси, не появляются, если усилие T от действия нагрузок не будут превосходить усилия T_{crc} , которое может быть воспринято сечением элемента.

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

Расчет по раскрытию трещин, нормальных и наклонных к продольной оси, заключается в определении ширины раскрытия трещин на уровне растянутой арматуры и сравнения ее с предельной шириной раскрытия

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

Расчет по перемещениям заключается в определении прогиба элемента от нагрузок с учетом длительности их действия и сравнении его с предельным прогибом при $\gamma_f=1$

$$f \leq f_u.$$

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

ЛЕКЦИЯ №9.

Предварительные напряжения в арматуре и бетоне.

Значения предварительных напряжений.

Создаваемое искусственно предварительное напряжение в арматуре и бетоне должно иметь строго выдержанное значение. При малых предварительных напряжениях в арматуре и малом обжатии бетона эффект преднапряжения с течением времени будет утрачен вследствие релаксации напряжений в арматуре, усадки и ползучести бетона и других технологических и конструктивных факторов. При высоких напряжениях в арматуре, близких к нормативному сопротивлению, в ней возникает опасность разрыва при натяжении (проволочная арматура) и опасность развития значительных остаточных деформаций (горячекатанная). На основании исследований значения предварительного напряжения σ_{sp} и σ_{sp}' в арматуре, расположенной соответственно в растянутой и сжатой зонах, от действия нагрузки установлены нормами с учетом предельных отклонений так, чтобы для стержневой и проволочной арматуры выполнялись условия:

$$\sigma_{sp+p} \leq R_{sn}; \quad \sigma_{sp-p} \geq 0.3R_{sn},$$

где $p=0.05\sigma_{sp}$ при механическом способе натяжения и $p=30+360/l$ - при электротермическом и электротермомеханическом способе натяжения (l - длина натягиваемого стержня)

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

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

$$\sigma_{con} = \sigma_{sp} - \sigma_3 - \sigma_4;$$

При натяжении на бетон (с учетом того, что часть усилия тратится на обжатие бетона)

$$\sigma_{con} = \sigma_{sp} - \alpha\sigma_{bp};$$

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

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

$$\Delta\gamma_{sp} = 0.5(p/\sigma_{sp})(1+(1/\sqrt{n})) \geq 0.1$$

При расчете по раскрытию трещин и перемещениям, а также при определении потерь преднапряжения, допускается принимать $p=0$.

Передаточную (или кубиковую) прочность бетона к моменту обжатия R_{bp} устанавливают так, чтобы при обжатии не создавался слишком высокий уровень напряжений, сопровождающийся значительными деформациями ползучести и потерей предварительного напряжения в арматуре.

Рекомендуется для предварительно напряженных элементов минимальный класс бетона принимать в зависимости от вида и класса напрягаемой арматуры, ее диаметра и наличия анкеров.

Потери предварительных напряжений в арматуре.

Начальные предварительные напряжения в арматуре с течением времени уменьшается. Различают первые потери преднапряжения в арматуре, происходящие при изготовлении элемента и обжатии бетона, и вторые потери, происходящие после обжатия бетона.

Первые потери.

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

- при механическом способе натяжения высокопрочной арматуры и канатов

$$\sigma_1 = (0.22(\sigma_{sp}/R_{sn}) - 0.1)\sigma_{sp};$$

стержневой арматуры

$$\sigma_1 = 0.1\sigma_{sp} - 20$$

- при электротермическом и электротермомеханическом способе натяжения высокопрочной арматурной проволоки и канатов

$$\sigma_1 = 0.05\sigma_{sp};$$

- стержневой арматуры

$$\sigma_1 = 0.03\sigma_{sp};$$

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

- для бетонов классов В15...В40

$$\sigma_2 = 1.25\Delta t$$

- для бетонов В45 и выше

$$\sigma_2 = \Delta t,$$

здесь Δt - разность между температурой упоров и арматуры. При отсутствии данных принимают $\Delta t = 65$ С.

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

- при механическом натяжении на упоры

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

l - длина натягиваемого стержня

$\lambda = 2$ мм - обжатие опрессованных шайб или смятия высаженных головок;

$\lambda = 1.25 + 0.15d$ - смещение стержней в инвентарных зажимах (d - диаметр стержня)

- при электротермическом натяжении

$$\sigma_3 = 0;$$

- при натяжении на бетон

$$\sigma_3 = ((\lambda_1 + \lambda_2)/l)E_s;$$

где $\lambda_1 = 1$ мм - обжатие шайб, расположенных между анкерами и бетоном элемента;

$\lambda_2 = 1$ мм - смещение анкеров стаканного типа, колодок с пробками, анкерных гаек

4. Потери от трения арматуры

- о стенки каналов или поверхность конструкции при натяжении на бетон

$$\sigma_4 = \sigma_{sp}(1 - e^{-\omega x - \delta \theta})$$

где x - длина участка каната

θ - суммарный угол поворота оси арматуры на криволинейном участке, рад

δ - коэффициент трения

ω - коэффициент, учитывающий отклонение каната от проектного положения;

- об огибающие приспособления при натяжении на упоры

$$\sigma_4 = \sigma_{sp}(1 - e^{-0.25\theta})$$

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

$$\sigma_5 = ((n-1)/2n)(\Delta l/l)E_s;$$

где Δl - сближение упоров по оси равнодействующей

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

6. Потери от быстронатекающей ползучести зависят от условий твердения, уровня напряжений и класса бетона; развиваются они при обжатии и впервые 2-3 часа после обжатия. При естественном твердении и уровне напряжений $\sigma_{bp}/R_{bp} \leq \alpha$

$$\sigma_6 = 40\sigma_{bp}/R_{bp};$$

При уровне напряжений $\sigma_{bp}/R_{bp} > \alpha$

$$\sigma_6 = 40\alpha + 85\beta(\sigma_{bp}/R_{bp} - \alpha).$$

Вторые потери.

7. Потери от релаксации напряжений в арматуре при натяжении на бетон высокопрочной арматуры принимаются такими же, как при натяжении на упоры, т.е. $\sigma_7 = \sigma_1$.
8. Потери от усадки бетона и соответствующего укорочения элемента зависят от вида бетона, способа натяжения и условий твердения и принимаются в пределах $\sigma_8 = 35 - 70$ мПа по табл.
9. Потери от ползучести бетона зависят от вида бетона, условий твердения, уровня напряжений. Для тяжелого бетона класса В35 и выше

$$\sigma_9 = 150\alpha\sigma_{bp}, \text{ при } \sigma_{bp}/R_{bp} \leq 0.75$$

$$\sigma_9 = 300\alpha(\sigma_{bp}/R_{bp} - 0.375) \text{ при } \sigma_{bp}/R_{bp} > 0.75,$$

где $\alpha = 1$ при естественном твердении бетона и $\alpha = 0.85$ при тепловой обработке.

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

$$\sigma_{10} = 70 - 22d$$

11. Потери от деформаций обжатия между блоками сборных конструкций

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

где λ - обжатие стыка, равное 0.3 мм при заполнении стыков бетоном, и 0.5 мм при соединении насухо, n - число швов конструкции по длине l натягиваемой арматуры.

При натяжении арматуры на упоры учитывают

$$\sigma_{los,1} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_4 + \sigma_5 + \sigma_6;$$

$$\sigma_{los,2} = \sigma_8 + \sigma_9;$$

При натяжении арматуры на бетон

$$\sigma_{los,1} = \sigma_3 + \sigma_4;$$

$$\sigma_{los,2} = \sigma_7 + \sigma_8 + \sigma_9 + \sigma_{10} + \sigma_{11};$$

Суммарные потери при любом способе натяжения:

$\sigma_{los} = \sigma_{los,1} + \sigma_{los,2}$; они могут составлять около 30% начального преднапряжения, в расчетах конструкций принимаются не менее 100 мПа.

Напряжения в ненапрягаемой арматуре.

В ненапрягаемой арматуре преднапряженных элементов под влиянием совместных с бетоном деформаций возникают начальные сжимающие напряжения: при обжатии бетона - равные потерям от быстронатекающей ползучести $\sigma_s = \sigma_6$, а перед загрузением элемента - равные сумме потерь от быстронатекающей ползучести, усадки и ползучести бетона.

Для ненапрягаемой арматуры, расположенной в зоне, растянутой при обжатии элемента $\sigma_s = \sigma_9$.

Напряжения в бетоне при обжатии.

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

$$\sigma_{bp} = P/A_{red} \pm P y_{e,op} / I_{red}.$$

где P - усилие предварительного обжатия бетона, которое принимают равным равнодействующей усилий в ненапрягаемой и напрягаемой арматуре (рис. 2.6).

e_{op} - эксцентриситет усилия предварительного обжатия бетона относительно центра тяжести приведенного сечения;

I_{red} - момент инерции приведенного сечения относительно оси, проходящей через центр тяжести приведенного сечения.

y - в зависимости от вида расчетов принимают равным y_{sp} (расстояние от центра тяжести напрягаемой арматуры до одной из наружных граней элемента) или y_0 (расстояние от центра тяжести приведенного сечения до наиболее сжатого волокна).

Последовательность изменения предварительных напряжений в центрально-растянутых элементах.

1. При изготовлении элемента арматуру натягивают до начального контролируемого напряжения на упоры, выполняют бетонирование и тепловую обработку. В этом состоянии произошли первые потери в основной их части (рис. 2.8) $\sigma_{con}-\sigma_{los,1}$.
2. При освобождении с упоров форм благодаря сцеплению материалов создается обжатие бетона, развиваются деформации быстронатекающей ползучести и полностью происходят первые потери. $\sigma_{con}-\sigma_{los,1}-\alpha\sigma_{bp}$;
3. С течением времени происходят вторые потери $\sigma_{con}-\sigma_{los}-\alpha\sigma_{bp,1}$;
4. После загрузки элемента ($N=P$) при постепенном увеличении внешней нагрузки напряжения в бетоне от предварительного обжатия погашаются $\sigma_{sp}=\sigma_{con}-\sigma_{los}$;
5. Дальнейшее увеличение нагрузки (N_{cr}) приводит к появлению в бетоне предельных растягивающих напряжений, что означает конец стадии I напряженно-деформированного состояния. Напряжения в напрягаемой арматуре равно $\sigma_{sp}+2\alpha R_{bt}$. Оно превышает соответствующее напряжение в ненапрягаемых элементах на σ_{sp} , что повышает сопротивление образованию трещин.
6. После образования трещин в стадии II напряженно-деформированного состояния растягивающее усилие воспринимается арматурой. σ_s
7. При дальнейшем увеличении нагрузки наступает III стадия напряженно-деформированного состояния R_s .

Последовательность изменения предварительных напряжений в изгибаемых элементах.

1. При натяжении на упоры верхнюю и нижнюю арматуру натягивают до значений начальных контролируемых напряжений σ_{con} и σ_{con}' . После бетонирования и твердения происходят первые потери предварительных напряжений в основном. $\sigma_{con}-\sigma_{los1}$, $\sigma_{con}'-\sigma_{los1}'$ (рис.2.9)
2. После приобретения бетоном необходимой прочности арматура освобождается с упоров форм и обжимает бетон. Предварительные напряжения в арматуре $\sigma_{con}-\sigma_{los1}-\alpha\sigma_{bp}$, $\sigma_{con}'-\sigma_{los1}'\pm\alpha\sigma_{bp}$. При этом вследствие несимметричного армирования элемент получает выгиб.
3. С течением времени происходят вторые потери $\sigma_{con}-\sigma_{los}-\alpha\sigma_{bp}$, $\sigma_{con}'-\sigma_{los}'\pm\alpha\sigma_{bp}$.
4. После загрузки внешней нагрузкой погашаются напряжения обжатия в бетоне. $\sigma_{sp}=\sigma_{con}-\sigma_{los}$.
5. При увеличении нагрузки напряжения в бетоне растянутой зоны достигают предельных растягивающих напряжений. $\sigma_{sp}+2\alpha R_{bt}$.
6. После образования трещин в стадии II напряженно-деформированного состояния растягивающее усилие воспринимается арматурой. σ_s
7. При дальнейшем увеличении нагрузки наступает III стадия напряженно-деформированного состояния R_s .

Напрягаемая арматура в сжатой зоне деформируется совместно с бетоном, при этом предварительные растягивающие напряжения в ней погашаются. При предельных сжимающих напряжениях в бетоне

$$\sigma_{sc} = \sigma_{sc,u} - \sigma_{sp}'$$

Напряжения σ_{sp}' определяют с коэффициентом точности натяжения >1 и с учетом потерь. Напряжение $\sigma_{sc,u} = 400$ мПа ($\sigma_{sc,u} = 500$ при коэффициенте условий работы бетона <1 , т.е. когда при длительном действии нагрузки предельная сжимаемость бетона увеличивается).

ТЕМА №4: РАСЧЕТ НА ПРОЧНОСТЬ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПО НОРМАЛЬНЫМ СЕЧЕНИЯМ (6 часов)

ЛЕКЦИЯ №10.

Общий способ расчета прочности элементов.

Условия прочности.

В сечениях, нормальных к продольной оси элемента - изгибаемых, внецентренно сжатых, внецентренно растянутых - при двузначной эпюре напряжений в стадии III характерно одно и то же напряженно-деформированное состояние (рис.2.10). В расчетах прочности элементов усилия, воспринимаемые сечением, нормальным к продольной оси элементов, определяют по расчетным сопротивлениям материалов с учетом коэффициентов условий работы. При этом принимают следующие исходные положения: бетон растянутой зоны не работает - сопротивление $R_{bt}=0$, бетон сжатой зоны имеет расчетное сопротивление R_b - эпюра напряжений прямоугольная; продольная растянутая арматура испытывает напряжения, не превышающие расчетные сопротивления $\sigma_s \leq R_s$; продольная арматура в сжатой зоне сечения испытывает сжимающее усилие σ_{sc} . В общем случае условие прочности формулируется в виде требования о том, чтобы момент внешних сил не превосходил момента внутренних усилий. Это условие относительно оси, проходящей через центр растянутой арматуры, можно выразить как

$$M \leq R_b S_b + \sigma_{sc} A_{sp}' z_s;$$

где z_s - расстояние между центрами тяжести растянутой и сжатой арматуры

Напряжение в напрягаемой арматуре, расположенной в сжатой от действия нагрузок зоне

$$\sigma_{sc} = \sigma_{sc,u} - \sigma_{sp}'$$

В элементах без предварительного напряжения $\sigma_{sc} = R_{sc}$.

Высоту сжатой зоны x для сечений, работающих по случаю 1 (когда в растянутой арматуре и в сжатом бетоне достигнуты предельные сопротивления) определяют из условия равновесия предельных усилий (проекция на продольную ось)

$$R_b A_b + \sigma_{sc} A_{sp}' - R_s A_{sp} \pm N = 0$$

Высоту сжатой зоны x для сечений, работающих по случаю 2 (когда разрушение происходит по сжато-бетону хрупко, а напряжения в растянутой арматуре предельного значения не достигают) определяют по формуле

$$R_b A_b + \sigma_{sc} A_{sp}' - \sigma_s A_{sp} \pm N = 0$$

На основе экспериментов установлено, что напряжения σ_s зависят от относительной высоты сжатой зоны $\xi = x/h_0$. Его можно определить по эмпирической формуле

$$\sigma_s = (\sigma_{sc,u} E_s (\omega/\xi - 1) / (1 - \omega/1.1)) + \sigma_{sp};$$

где $\omega = x_0/h_0$ - относительная высота сжатой зоны при напряжении в арматуре при напряжении в арматуре $\sigma_s = \sigma_{sp}$; (или $\sigma_s = 0$ в элементах без предварительного напряжения).

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

$$\omega = 0.85 - 0.008 R_b;$$

Для бетонов на легких заполнителях

$$\omega = 0.8 - 0.008 R_b;$$

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

Граничная относительная высота сжатой зоны.

Граничную относительную высоту сжатой зоны $\xi_R = x_R/h_0$, при которой растягивающие напряжения в арматуре начинают достигать предельных значений $\sigma_s \rightarrow R_s$, находят по

$$\xi_R = \omega / (1 + (1 - \omega / 1.1) \sigma_{sR} / \sigma_{scu})$$

здесь $\sigma_{sR} = R_s - \sigma_{sp}$ - напряжения в арматуре с физическим пределом текучести

$\sigma_{sR} = R_s + \varepsilon_{0,2} E_s - \sigma_{sp} - \Delta \sigma_{sp}$ - напряжения в арматуре с условным пределом текучести.

Таким образом, в общем случае расчет прочности сечения, нормального к продольной оси, выполняют в зависимости от значения относительной высоты сжатой зоны. Если $\xi \leq \xi_R$, высоту сжатой зоны определяют, как для случая 1, если же $\xi > \xi_R$, то для случая 2.

Напряжения высокопрочной арматуры σ_s в предельном состоянии могут превышать условный предел текучести. По данным опытов, это может происходить, если относительная высота сжатой зоны меньше граничной $\xi < \xi_R$. Превышение оказывается тем больше, чем меньше значение ξ .

В расчетах прочности сечений расчетное сопротивление арматуры R_s умножать на коэффициент условий работы арматуры

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

где η - коэффициент, зависящий от вида арматуры.

Предельный процент армирования.

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

$$R_b b x_R - R_s A_{sp} = 0$$

Отсюда

$$\mu = 100 \xi_R (R_b / R_s)$$

Предельный процент армирования с повышением класса арматуры уменьшается. Сечения изгибаемых элементов, имеющие процент армирования, превышающий предельный, называют переармированными.

Нижний предел процента армирования (минимальный процент армирования) установлен в нормах из конструктивных соображений для восприятия не учитываемых расчетом различных усилий (усадочных, температурных и т.д.). Для изгибаемых и внецентренно растянутых прямоугольных сечений шириной b , высотой h
 $\mu = A_s / bh_0 = 0.05\%$.

ЛЕКЦИЯ №11.

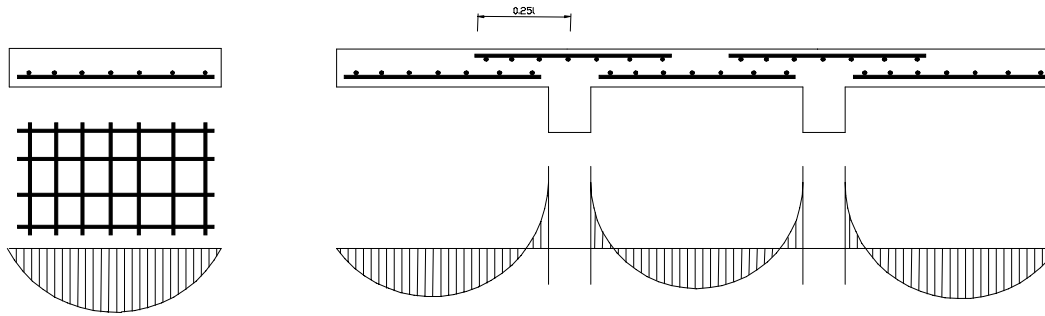
Содержание: 1. Конструктивные особенности.

2. Расчет изгибаемых элементов (общий случай).

Конструктивные особенности.

Наиболее распространенные изгибаемые элементы железобетонных конструкций - плиты и балки. Балками называют линейные элементы, длина которых l значительно больше поперечных размеров h и b . Плитами называют плоские элементы, толщина которых h значительно меньше длины l и ширины b . Из плит и балок образуют многие железобетонные конструкции, чаще других - плоские перекрытия и покрытия, сборные и монолитные, а также сборно-монолитные. Плиты в монолитных конструкциях делают толщиной 50-100 мм, в сборных - меньшей толщины.

Плиты и балки могут быть однопролетными и многопролетными.



Такие плиты деформируются подобно балочным конструкциям при различного рода нагрузках (балочные плиты), если значения этих нагрузок не изменяется в направлении, перпендикулярном пролету (плиты, опертые по контуру).

Армируют плиты сварными сетками. Сетки укладывают в плитах так, чтобы стержни их рабочей арматуры укладывались вдоль пролета и воспринимали растягивающие усилия, возникающие в конструкции при изгибе под нагрузкой, в соответствии с эпюрами изгибающих моментов. Поэтому сетки в плитах размещаются понизу, а в многопролетных плитах - также и поверху, над промежуточными опорами.

Стержни рабочей арматуры принимают диаметром 3 - 10мм, располагают их на расстоянии (с шагом) 100 - 200 мм одна от другого. Защитный слой бетона для рабочей арматуры принимают не менее 10мм, в особо толстых плитах (толщина 100мм) - не менее 15мм.

Поперечные стержни сеток (распределительную арматуру) устанавливают для обеспечения проектного положения рабочих стержней, уменьшения усадочных и температурных деформаций конструкций, распределения местного воздействия сосредоточенных нагрузок на большую площадь. Общее сечение поперечных стержней принимают не менее 10% сечения рабочей арматуры, размещенной в месте наибольшего изгибающего момента. Располагают их с шагом 250 - 300мм, но не реже, чем через 350мм.

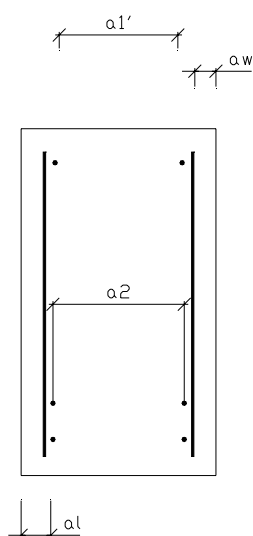
Армирование плит отдельными стержнями с вязкой их в сетки вручную с помощью вязальной проволоки применяют в отдельных случаях (плиты сложной конфигурации или с большим количеством проемов), когда стандартные сварные сетки не могут быть использованы.

Железобетонные балки могут быть прямоугольного, таврового, двутаврового и трапециевидного сечения.

Высота балок h колеблется в широких пределах; она составляет $1/10 - 1/20$ часть пролета в зависимости от нагрузки и типа конструкции. В целях унификации высоту балок назначают кратной 50 мм, если она не более 600 мм, и кратной 100 мм - при больших размерах, из которых предпочтительнее значения, кратные 100 мм до высоты 800 мм, затем 1000, 1200 и далее кратно 300мм.

Ширину прямоугольных поперечных сечений b принимают в пределах $0.3 - 0.5 h$, а именно 100, 120, 150, 200, 220, 250 мм и далее, кратно 50 мм. Предпочтительнее принимать 150, 200 и далее кратно 100 мм.

Для снижения расхода бетона ширину балок назначают наименьшей. В поперечном сечении балки рабочую арматуру размещают в растянутой зоне сечения в один или два ряда с такими зазорами, которые допускали бы плотную укладку бетона без пустот и каверн.



a_1 - защитный слой бетона для рабочей продольной арматуры принимается

- не менее 20 мм при $h \geq 250$ мм
- не менее 15 мм при $h < 250$ мм
- не менее диаметра арматуры

a_w - защитный слой бетона для поперечной арматуры; принимается

- не менее 15 мм при $h \geq 250$ мм
- не менее 10 мм при $h < 250$ мм

a_1 - расстояние в свету между стержнями продольной арматуры; принимается

- не менее диаметра
- не менее 30 мм

a_2 - расстояние в свету между рядами стержней продольной арматуры; принимается

- не менее диаметра
- не менее 25 мм.

Если арматура расположена более чем в два ряда, то горизонтальное расстояние между стержнями в третьем ряду (снизу) и выше расположенных рядах принимают не менее 50 мм. В стесненных условиях стержни можно располагать попарно без зазоров.

Продольную рабочую арматуру укладывают согласно эпюрам изгибающих моментов в растянутых зонах. Для экономии стали часть продольных арматурных стержней можно не доводить до опор и обрывать в пролете там, где они по расчету не требуются. Площадь сечения продольной рабочей арматуры для прямоугольных сечений шириной b , высотой h не менее

$$\mu = A_s / bh_0 = 0.05\%$$

В балках шириной 150 мм и более должно быть не менее двух продольных (доводимых до опоры) стержней. Если ширина менее 150 мм - допускается установка 1 стержня.

В железобетонных балках одновременно с изгибающими моментами действуют поперечные силы, необходимо устанавливать поперечную арматуру. Ее количество определяют из расчета наклонных сечений и по конструктивным соображениям.

Продольную и поперечную арматуру объединяют в сварные каркасы, а при отсутствии сварочных машин - в вязанные. Плоские сварные каркасы объединяют в пространственные с помощью горизонтальных поперечных стержней через 1 - 1.5 м.

По расчетно-конструктивным условиям расстояние в продольном направлении между поперечными стержнями: в балках высотой до 400 мм - не более $h/2$, но не более 150 мм, в балках высотой > 400 мм - не более $h/3$, но не более 500 мм. Это требование относится к приопорным участкам балок $1/4L$ при равномерно распределенной нагрузке. При сосредоточенной нагрузке - на протяжении от опоры до ближайшего груза, но не менее $1/4L$. В остальной части элемента расстояние между хомутами может быть больше, но не более $3/4h$ и

не более 500мм. При высоте менее 150 мм поперечную арматуру можно не применять, если она не требуется по расчету.

В балках высотой более 700мм у боковых граней ставят дополнительные продольные стержни на расстоянии по высоте не более чем через 400мм. Эти стержни вместе с поперечной арматурой сдерживают раскрытие наклонных трещин на боковых гранях балок

В преднапряженных изгибаемых элементах арматуру располагают в соответствии с эпюрами изгибаемых моментов и поперечных сил. Армирование криволинейной напрягаемой арматурой более всего отвечает очертаниям траекторий главных растягивающих напряжений и потому наиболее рационально, но оно сложнее, чем армирование прямолинейной арматурой. Иногда часть напрягаемой арматуры ставят на противоположной грани балки в колочестве $A_{sp}' = (0.15-0.25)A_{sp}$; Это полезно в элементах большой высоты, где усилие обжатия располагается вне ядра сечения, и вызывает на противоположной стороне растяжение, которое может привести к образованию трещин (в процессе изготовления элементов). В элементах небольшой высоты раскрытие верхних трещин может быть предотвращено монтажной ненапрягаемой арматурой, и напрягаемую арматуру в сжатой зоне можно не ставить.

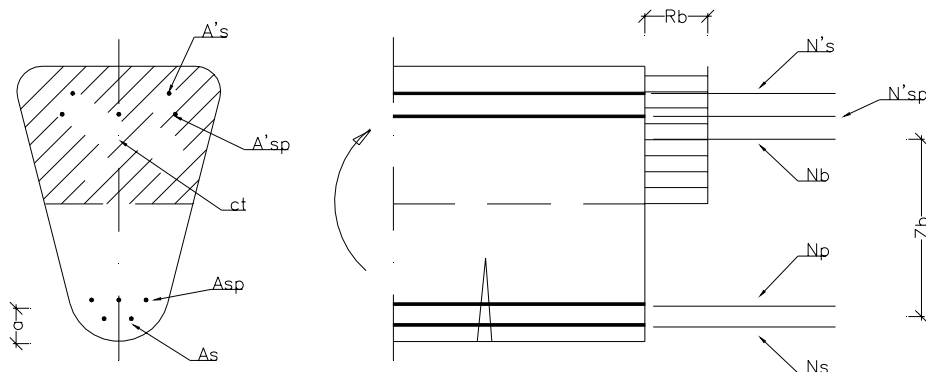
Наиболее рациональная форма поперечного сечения изгибаемых предварительно напряженных элементов - двутавровая, а при толстой стенке - тавровая. Сжатая полка сечения развивается для восприятия сжимающей равнодействующей внутренней пары сил изгибающего момента, возникающего в элементе под нагрузкой, а уширение растянутой зоны - по условию размещения в ней арматуры, а также по условию обеспечения прочности этой части сечения при обжатии элемента.

В предварительно напряженных балках особое значение имеет конструирование приопорных участков. Здесь происходит передача значительных усилий обжатия с арматуры на бетон через торцевые анкеры (при натяжении на бетон) или при арматуре без анкеров на концевых участках арматуры в зоне ее анкеровки. Здесь же при внеосевом воздействии напрягаемой арматуры на элемент возникают местные перенапряжения в торцевой части элемента, из-за чего могут образовываться трещины, раскрывающиеся по торцу и поверху на опорных частях элемента. Местное усиление таких участков элемента рекомендуется производить постановкой дополнительной поперечной арматуры или напрягаемой арматуры через закладные детали, а также увеличением сечения элемента на этих участках. Усилие натяжения в поперечной напрягаемой арматуре должно составлять не менее 15% от усилия натяжения продольной арматуры. Ненапрягаемую поперечную арматуру нужно принимать такого сечения, чтобы она могла воспринять не менее 20% усилия в продольной напрягаемой арматуре.

По концам преднапряженных элементов при арматуре без анкеров, а также при наличии анкерных устройств производят местное усиление бетона с помощью дополнительных сеток и хомутов, охватывающих все продольные стержни.

Расчет прочности по нормальным сечениям элементов любого профиля.

Прочность изгибаемых железобетонных элементов любого симметричного профиля по нормальным сечениям, согласно первой группе предельных состояний, рассчитывают по III стадии напряженно-деформированного состояния. В расчетной схеме усилий принимают, что на элемент действует изгибающий момент M , вычисляемый при расчетных значениях нагрузок, а в арматуре и бетоне действуют усилия, соответствующие напряжениям, равным расчетным сопротивлениям.



В бетоне сжатой зоны криволинейную эпюру напряжений заменяют прямоугольной, что на значение момента влияет несущественно.

Сечение элемента может быть любой формы, симметричное относительно оси, совпадающее с силовой плоскостью изгиба. В растянутой и сжатой зонах сечения элемента в общем случае имеется арматура напрягаемая и ненапрягаемая.

Рекомендуется применять изгибаемые элементы при сечениях, удовлетворяющих условию случая 1:

$$x \leq \xi_R h_0;$$

Значение относительной граничной высоты сжатой зоны для прямоугольных, тавровых и двутавровых сечений определяем по формуле

$$\xi_R = \omega / (1 + (1 - \omega / 1.1) \sigma_{SR} / \sigma_{scu})$$

Равнодействующие нормальных напряжений в арматуре и бетоне

$$N_s = R_s A_s; N_p = \gamma_{s6} R_s A_{sp}; N_b = R_b A_b; N'_s = R_{sc} A'_s; N'_{sp} = \sigma_s A'_{sp};$$

Из условия равновесия нулю суммы проекций всех нормальных усилий на ось элемента

$$R_s A_s + \gamma_{s6} R_s A_{sp} - R_b A_b - R_{sc} A'_s - \sigma_s A'_{sp} = 0;$$

Отсюда можно определить площадь сечения бетона A_b сжатой зоны, а по ней и высоту сжатой зоны x .

Прочность элемента достаточна, если внешний расчетный изгибающий момент не превосходит расчетной несущей способности сечения, выраженной в виде обратного направленного момента внутренних сил. При моментах, взятых относительно оси, проходящей через точку приложения равнодействующей усилий во всей растянутой арматуре, условие прочности выражается неравенством

$$M \leq R_b A_b z_b + R_{sc} A'_s (h_0 - a'_p) + \sigma_{sc} A_{sp}' (h_0 - a'_p)$$

При этом напряжения получают по формуле

$$\sigma_{sc} = \sigma_{sc,u} - \sigma_{sp}'$$

с коэффициентом точности натяжения $\gamma_{sp} > 1$.

При случае 2, когда

$x \geq \xi_R h_0$; принимают $\gamma_{s6} = 1$ и σ_s вместо R_s .

Значение σ_s определяют по формуле

$$\sigma_s = R_s (0.2 + \xi_R) / [0.2 + \xi + 0.35 (1 - \xi / \xi_R) \sigma_{sp} / R_s]$$

в которой $\xi = x / h_0$ подсчитывают при значении R_s , а σ_{sp} берут с коэффициентом точности натяжения арматуры $\gamma_{sp} > 1$.

ЛЕКЦИЯ №12.

Содержание: 1. Расчет прочности изгибаемых элементов таврового и прямоугольного профиля.

2. Расчет прочности при косом изгибе.

Расчет прочности по нормальным сечениям элементов прямоугольного профиля.

С одиночной арматурой без предварительного натяжения.

Элементы с одиночной арматурой имеют следующие геометрические характеристики

$$A_b = b \cdot x; \quad z_b = h_0 - 0.5x$$

Высоту сжатой зоны получают из выражения

$$b x R_b = R_s A_s$$

Условие прочности имеет вид

$$M \leq R_b b x (h_0 - 0.5x)$$

Удобно также пользоваться выражением моментов относительно оси, проходящей через центр тяжести сжатой зоны.

$$M \leq R_s A_s (h_0 - 0.5x)$$

Эти формулы действительны при

$$x < \xi_R h_0;$$

Коэффициент армирования

$$\mu = \xi R_b / R_s;$$

Отсюда можно установить максимально допустимое содержание арматуры по предельным значениям ξ_R . Несущая способность элемента может быть удовлетворена при различных сочетаниях размеров поперечного сечения и количества арматуры в нем.

Оптимальное армирование элемента при

$$\mu = 1-2\%; \quad \xi = 0,3-0,4 \quad \text{- для балок}$$

$$\mu = 0,3-0,6\%; \quad \xi = 0,1-0,15 \quad \text{- для плит}$$

Сечение считается подобранным удачно, если процент армирования близок к оптимальному и несущая способность, выраженная по моменту, превышает заданный расчетный момент не более чем на 3-5%.

Практическое выполнение расчета (расчет с помощью таблиц)

Из уравнения

$$M = R_b b x (h_0 - 0.5x)$$

при

$$\alpha_m = (x/h_0)(1 - 0.5 x/h_0) = \xi(1 - 0.5\xi)$$

получим

$$M = \alpha_m R_b b h_0^2;$$

Отсюда можно определить требуемую рабочую высоту сечения

Из уравнения

$$M = R_s A_s (h_0 - 0.5x)$$

при

$$\zeta = z/h_0 = 1 - 0.5\xi$$

$$A_s = M / (\zeta h_0 R_s)$$

Составлена таблица значений ζ , α_m и ξ , которая значительно сокращает вычисления.

При заданных значениях изгибающего момента, класса бетона и класса арматуры возможны задачи 2х типов.

1. Заданы размеры сечения b и h . Требуется определить площадь сечения растянутой арматуры.

Находят

$$\alpha_m = M / R_b b h_0^2;$$

Затем по таблицам находят ζ и ξ , проверяя при этом условие $\xi \leq \xi_R$.

Затем определяют требуемую площадь арматуры по формуле

$$A_s = M / (\zeta h_0 R_s)$$

Подбирают по сортаментам арматуры фактическую площадь арматуры, которая должна быть больше требуемой.

2. Требуется определить размеры сечения b и h и площадь сечения арматуры A_s .

Задаются шириной сечения b и рекомендуемым по экономическим условиям значением относительной высоты сжатой зоны $\xi=0.35$, по которому из таблицы находят коэффициент α_m .
Определяют

$$h_0 = \sqrt{M/\alpha_m R_b b}$$

Затем находят полную высоту h и по ней устанавливают унифицированный размер. Если полученные размеры не удовлетворяют конструктивным требованиям, их уточняют повторным расчетом. Затем выполняют расчеты, как в задаче типа 1.

Элементы прямоугольного профиля с двойной арматурой

Если в изгибаемом элементе предусматривается продольная арматура в сжатой (при действии нагрузки) зоне (с $R_{sc} \leq 400$ МПа), учитываемая в расчете, то для предотвращения выпучивания продольных стержней поперечную арматуру ставят: в сварных каркасах с шагом не более $20d$, в вязаных каркасах - $15d$ (d - наименьший диаметр продольных сжатых стержней) и не более 500 мм. Такой случай необходимости постановки рабочей арматуры в сжатой зоне наиболее часто встречается при несооблюдении условия $\xi \leq \xi_R$ в элементе с одиночной арматурой.

Условия прочности запишутся в следующем виде (при отсутствии напрягаемой арматуры в сжатой и растянутой зонах):

$$M \leq R_b b x (h_0 - 0.5x) + R_{sc} A_s' (h_0 - a')$$

$$R_b b x = R_s A_s - R_{sc} A_s'$$

При этом имеется в виду соблюдение условия $\xi \leq \xi_R$.

В условиях применения бетонов класса В30 и ниже в сочетании с арматурой класса не выше А-III можно расчет выполнять по формуле

$$M = \alpha_R R_b b h_0^2 + R_{sc} A_s' (h_0 - a');$$

в которой $\alpha_R = \alpha_m$ определяют для значения $\xi = \xi_R$.

При подборе сечений с двойной арматурой по заданным моменту, классу бетона и арматуры возможны задачи 2х типов:

1. Заданы размеры b и h , требуется определить площади сечения арматуры A_s и A_s' .

При $x = \xi_R h_0$:

$$A_s' = (M - \alpha_R R_b b h_0^2) / [R_{sc} (h_0 - a')];$$

Из равенства на продольную ось:

$$A_s = (R_{sc} A_s' + \xi_R R_b b h_0) / R_s;$$

2. Заданы размеры сечения b и h , и площадь сечения сжатой арматуры A_s' , требуется определить площадь сечения арматуры A_s .

$$\alpha_m = [(M - R_{sc} A_s' (h_0 - a')) / R_b b h_0^2].$$

Если $\alpha_m \leq \alpha_R$, по таблицам находят ξ и

$$A_s = (R_{sc} A_s' + \xi R_b b h_0) / R_s;$$

Если $\alpha_m > \alpha_R$, заданного количества A_s' недостаточно.

Элементы таврового сечения.

Тавровое сечение встречается в практике часто, как в отдельных железобетонных элементах - балках, так и в составе конструкций - в монолитных ребристых и сборных панельных перекрытиях. Тавровое сечение образуется из полки и ребра. В сравнении с прямоугольным экономичнее по расходу бетона элементы таврового сечения (несущая способность железобетонного элемента не зависит от площади сечения бетона растянутой зоны). Поэтому при одинаковой несущей способности расходуется меньше бетона за счет сокращения бетона растянутой зоны.

Элементы таврового сечения имеют, как правило, одиночное армирование.

При больших значениях ширины свесов удаленные от ребра участки свесов напряжены меньше, чем приближенные к ребру. Поэтому в расчетах ограничивают ширину свесов b' таврового сечения, учитываемую в расчете, заменяя ее на эквивалентную ширину свесов полки b'_{fl} и полагая, что по всей площади сжатой зоны бетона действуют равные напряжения R_b . Она принимается равной:

1. В каждую сторону от ребра не более половины расстояния в свету между ребрами с.
2. Не более $1/6$ пролета рассчитываемого элемента.
3. В элементах с полкой толщиной $h'_f < 0.1$ без поперечных ребер или с ребрами при расстоянии между ними более размера между продольными ребрами, вводимая в расчет ширина каждого свеса b'_{fl} не должна превышать h'_f .
4. Для отдельных балок таврового профиля (при консольных свесах полок) вводимая в расчет ширина свеса b'_{fl} должна составлять:

при $h'_f \geq 0,1h$ не более $6h'_f$

$0,05h \leq h'_f < 0,1h$ не более $3h'_f$

$h'_f < 0,05h$ свесы полки в расчете не учитывают.

Расчет прочности по нормальным сечениям элементов таврового профиля производится точно таким же образом, как и в общем случае расчета. Особенность заключается в определении площади сжатой зоны бетона и положения ее центра тяжести. Различают 2 случая расчета изгибающих элементов тавровой формы поперечного сечения:

1 случай - нейтральная ось располагается в полке ($x \leq h'_f$). Расчет производится как для элементов прямоугольной формы сечения шириной, равной ширине полки b'_f , поскольку форма сечения в растянутой зоне роли не играет (не учитывается в расчете).

Для элементов без предварительного напряжения

$$R_s A_s = R_b b'_f x$$

$$M \leq \alpha_m R_b b'_f h_o^2;$$

2 случай - нейтральная ось расположена в ребре - форма части сечения в сжатой зоне бетона - сложная (состоит из сжатых зон ребра и свесов полки).

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

$$M \leq R_b b x (h_o - 0.5x) + R_b (b'_f - b) h'_f (h_o - 0.5h'_f)$$

Для тавровых сечений должно быть соблюдено условие $\xi \leq \xi_R$.

Расчетный случай таврового сечения может быть определен по следующим признакам.

1. Если известны все данные о сечении, включая площадь арматуры, то при

$$R_s A_s \leq R_b b'_f h'_f$$

граница сжатой зоны проходит в полке.

2. При отсутствии данных о площади сечения арматуры при

$$M \leq R_b b'_f h'_f (h_o - 0.5h'_f)$$

граница сжатой зоны проходит в полке.

Ориентировочно высота тавровой балки может быть определена (из опыта проектирования) по формуле

$$h = (7 \div 9) * M^{-1/3}$$

M - кНм, h - см.

Ширину ребра обычно принимают равной

$$b = (0.4 - 0.5)h$$

Остальные размеры сечения чаще всего определяются по компоновке конструкции.

Расчет прочности по нормальным сечениям элементов с несущей (жесткой) арматурой.

Опытами установлено:

- несущая арматура работает совместно с бетоном вплоть до разрушения;
- прочность бетона и несущей арматуры используются полностью;

- несущая способность ж.б. элементов с несущей арматурой не зависит от начальных напряжений в несущей арматуре, возникающих в стадии возведения.

Расчет прочности железобетонных элементов с несущими сварными каркасами не отличается от расчета обычных железобетонных элементов.

ТЕМА №5: РАСЧЕТ НА ПРОЧНОСТЬ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПО НАКЛОННЫМ СЕЧЕНИЯМ (4 часа)

ЛЕКЦИЯ №13.

Расчет прочности по наклонным сечениям.

При совместном действии M и Q в железобетонном возникает система наклонных трещин, разделяющих элемент на отдельные блоки, которые связаны между собой продольной арматурой в растянутой зоне, поперечной арматурой и нетреснувшей частью бетона над вершиной наклонной трещины в сжатой зоне.

Разрушение возможно по одной из трех схем:

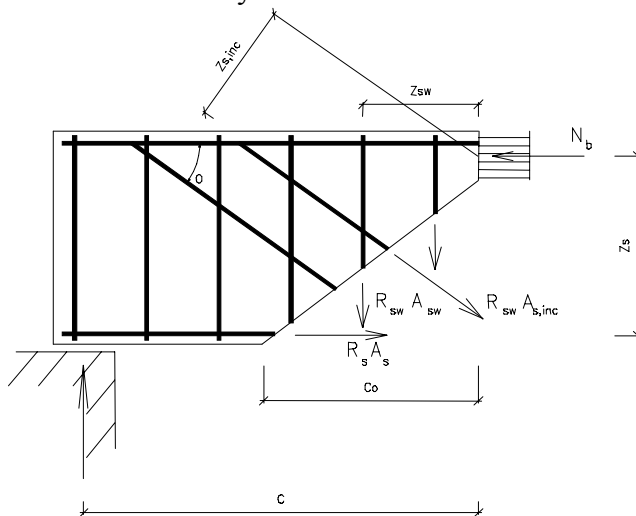
- А). По наклонной трещине и сжатой зоне бетона
- Б). По наклонной трещине и растянутой арматуре
- В). По сжато-бетону между наклонными трещинами

Разрушение по схеме А происходит при текучести поперечной арматуры, пересекающей наклонную трещину, от разрушения бетона над наклонной трещиной (разрушение по сжатой зоне).

Разрушение по схеме Б от текучести или нарушения анкеровки продольной арматуры (разрушение по растянутой зоне).

Разрушение по схеме В - разрушение по сжато-бетону в блоках между наклонными трещинами. Возможно при достаточном поперечном армировании и тонкой стенке в элементах тавровой и двутавровой форм поперечного сечения.

Расчетная схема усилий в наклонном сечении.



В расчетной схеме усилий - c_0 - проекция расчетного наклонного сечения (имеющего наименьшую несущую способность), c - расстояние от вершины расчетного наклонного сечения до опоры. На рассматриваемом приопорном участке изгибаемого элемента внешние воздействия в виде поперечной силы и изгибающего момента уравниваются внутренними усилиями в бетоне над вершиной наклонного сечения, а также в продольной и поперечной арматуре.

Полагается, что :

- в стадии разрушения элемента напряжение в бетоне сжатой зоны и в арматуре (продольной, поперечной, наклонной) достигают значений, равным соответствующим расчетным сопротивлениям R_b , R_s , R_{sw}

Вводится расчетное сопротивление поперечной арматуры

$$R_{sw} = (0,7 - 0,8)R_s$$

В общем случае расчет должен обеспечивать конструкцию от всех перечисленных случаев разрушения. В принципе, для решения этой задачи можно использовать систему трех

уравнений:

$$\sum Q=0; \sum M=0; \sum N=0.$$

Однако, методика расчета, основанная на совместном решении всех уравнений равновесия, к настоящему времени еще не разработана и находится в стадии разработки.

Поэтому в СНиП 2.03.01-84 принят отдельный расчет на действие поперечной силы Q и на действие изгибающего момента M в наклонном сечении.

Условия прочности для различных схем нагружения:

А) $Q \leq Q_{sw} + Q_{s,inc} + Q_b$

Б) $M \leq M_s + M_{sw} + M_{s,inc}$

В) $Q \leq 0.3 \varphi_{w1} \varphi_{b1} R_{bt} b h_0$

Схема А - прочность элемента по наклонному сечению на действие поперечной силы

Поперечное усилие, воспринимаемое бетоном сжатой зоны над вершиной наклонного сечения

$$Q_b = M_b / c$$

где $M_b = \varphi_{b2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2$;

Величину Q_b принимают не менее

$$Q_{bmin} = \varphi_{b3} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b h_0;$$

здесь φ_{bi} - табличные коэффициенты, зависящие от вида бетона,

$$(1 + \varphi_f + \varphi_n) \leq 1.5$$

Коэффициент φ_f , учитывающий наличие полков тавровых сечений

$$\varphi_f = 0.75 (b'_f - b) h'_f / b h_0 < 0.5$$

При этом b'_f принимают не более $b + 3h'_f$.

При учете свесов таврового сечения поперечная арматура ребра балки должна быть надежно заанкерена в полке и ее количество должно быть не менее $\mu_w = 0.0015$

Коэффициент φ_n , учитывающий влияние продольных сил, определяют по следующим формулам

при наличии продольных сжимающих сил N от внешней нагрузки или предварительного натяжения продольной арматуры, расположенной в растянутой зоне сечения элемента

$$\varphi_n = 0.1 N / R_{bt} b h_0 \leq 0.5$$

При наличии продольных растягивающих сил

$$\varphi_n = -0.2 N / R_{bt} b h_0 \leq 0.8$$

Значение Q_{sw} определяем по формулам

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

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

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

Значение

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

Размер c в проекции наклонной трещины принимается не более

$$c \leq \begin{cases} 2h_0; \\ c_0; \end{cases}$$

где c_0 определяется, исходя из минимума выражения

$$Q_{sw} + Q_{s,inc} + Q_b \Rightarrow \min$$

где в выражении для Q_b вместо c подставляется c_0

Для элементов с $A_{s,nc} = 0$

$$c_0 = \sqrt{\varphi_{b2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2 / q_{sw}}$$

где $q_{sw} = R_{sw}[A_{sw}]n/s$
и должно быть больше
 $\varphi_{b3}(1+\varphi_f+\varphi_n)R_{bt}b/2$

Расчет железобетонных элементов на действие изгибающего момента для обеспечения прочности по наклонной трещине (схема разрушения - Б) должен производиться по опасному наклонному сечению из условия :

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

Моменты M , M_s , M_{sw} , $M_{s,inc}$ - определяется как сумма моментов соответственно от внешней нагрузки, сумма усилий в продольной, хомутах и отгибах, пересекающих растянутую зону наклонного сечения относительно центра тяжести сжатой зоны.

Высота сжатой зоны x определяется из условия $\sum N = 0$.

ЛЕКЦИЯ №14.

Расчет наклонных сечений на действие M производится:

- в местах обрыва или отгиба продольной арматуры;
- в приопорной зоне балок;
- у свободного края консолей ;
- в местах резкого изменения конфигурации элемента (подрезки и т.п.)

$$M_s = R_s A_s z_s;$$

$$M_{sw} = \sum R_{sw} A_{sw} z_{sw};$$

$$M_{s,inc} = \sum R_{sw} A_{s,inc} z_{s,inc};$$

При отсутствии у продольной арматуры надежной анкеровки расчетные сопротивления арматуры растяжению R_s в месте пересечения его наклонным сечением принимается сниженным

$$R_s \gamma_{s5}.$$

Прочность по наклонной сжатой полосе для элементов таврового и прямоугольного профиля обеспечивается предельным значением поперечной силы. Которая действует в нормальном сечении, расположенном не менее чем на h_0 от опоры

$$Q \leq 0.3 \varphi_{w1} \varphi_{b1} R_{bt} b h_0$$

При этом обеспечивается прочность бетона вследствие его сжатия в стенке балки между наклонными трещинами от действия здесь наклонных сжимающих усилий. Коэффициент φ_{w1} , учитывающий влияние поперечных стержней

$$\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha \mu_w \leq 1.3$$

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta R_b$$

где β - коэффициент = 0.01 для тяжелого и мелкозернистого бетона, =0.02 для легкого бетона.

В элементах без поперечной арматуры расчет прочности по наклонному сечению производят по двум условиям

$$Q \leq 2.5 R_{bt} b h_0;$$

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

Если одно из условий не выполняется, то необходимо изменить характеристики сечения или установить поперечную арматуру.

ТЕМА №6: РАСЧЕТ НА ПРОЧНОСТЬ СЖАТЫХ И РАСТЯНУТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ (6 часов)

ЛЕКЦИЯ №15.

- Содержание: 1. Конструктивные особенности сжатых элементов.
2. Эксцентриситеты и случаи внецентренного сжатия.
3. Общие случаи расчета на прочность.

В реальных строительных конструкциях центральное сжатие отсутствует, т.к. такие элементы испытывают действие продольной сжимающей силы и поперечного изгибающего момента (иногда и двух ортогональных моментов), т.е. являются внецентренно сжатыми. Примером внецентренно сжатых элементов являются колонны одно- и многоэтажных зданий, элементы ферм, арок, оболочек и т.д.

В соответствии с характеристиками силовых воздействий поперечное сечение сжатых элементов принимают обычно развитым в плоскости действия момента и может быть прямоугольным, тавровым, двутавровым, коробчатым, а иногда и квадратным, круглым или кольцевым.

Сжатые элементы проектируют с ненапрягаемой и напрягаемой арматурой. Предварительное напряжение сжатых элементов целесообразно применять лишь при относительно больших эксцентриситетах приложения сжимающей продольной силы N и большой гибкости элементов, что улучшает их работу в стадиях изготовления, транспортирования и монтажа. Во всех случаях сжатые элементы из тяжелого бетона и бетона на пористых заполнителях должны иметь гибкость $\lambda = l_0/i \leq 200$ в любом направлении, а колонны зданий $\lambda \leq 120$.

По характеру армирования сжатые элементы подразделяются на три типа:

- а) с гибкой продольной арматурой и поперечными стержнями (хомутами);
- б) с гибкой продольной арматурой и поперечной арматурой в виде спиралей и сеток;
- в) с жесткой продольной рабочей арматурой.

Минимальные размеры сечения сжатых элементов 250x250мм. Поперечные размеры колонны до 500мм выбирают кратными 50мм, а при большем размере - кратными 100мм. Для таких элементов используют разнообразные бетоны классов В15-В50; в качестве продольной арматуры обычно используют арматуру классов А-I, А-II и А-III диаметром $\varnothing 12-40$ мм. В качестве поперечной арматуры используют арматуру классов А-I, А-II или В-I и Вр-I. Диаметр хомутов в вязаных каркасах принимают не меньше 5мм и не менее 0.2 - 0.25 max диаметра продольной арматуры. Диаметры поперечных стержней в сварных каркасах сжатых элементов должны также удовлетворять условиям свариваемости.

Поперечные стержни (хомуты), удерживающие продольную арматуру от выпучивания, размещаются на расстоянии ≤ 500 мм, а также:

- а) при использовании вязаных каркасов - на расстоянии не более 15d.
- б) при использовании сварных каркасов - на расстоянии не более 20d, где d - min диаметр продольной арматуры.

Расстояния между направлением сжимающей силы и продольной осью элемента e_0 называют эксцентриситетом. В общем случае

$$e_0 = M/N + e_a,$$

где e_a - так называемый случайный эксцентриситет. При этом e_a принимают не менее одного из следующих значений:

- $e_a \geq 1/600$ всей длины элемента;
- $e_a \geq 1/30$ высоты сечения элемента;
- $e_a \geq 1$ см..

Для элементов статически неопределимых конструкций величину эксцентриситета e_0 принимают равной эксцентриситету, полученному из статического расчета конструкции (M/N), но не менее e_a . Для элементов статически определимых конструкций эксцентриситет e_0 принимают по общему случаю.

Учитывая существенное влияние гибкости сжатых элементов на их несущую способность, конструкции со сжатыми элементами следует в общем случае рассчитывать по деформируемой схеме. Однако СНиП допускает производить расчет конструкции по недеформируемой схеме, учитывая при гибкости ≥ 14 влияние прогиба сжатого элемента на его прочность путем умножения эксцентриситета e_0 на коэффициент $\eta > 1$, где $\eta = 1/(1 - (N/N_{cr}))$

Критической продольной силой N_{cr} учитываются геометрические характеристики сечения, неупругие свойства сжатого бетона, трещины в растянутой зоне, влияние предварительного напряжения и т.д. Если при подсчете η окажется, что $N > N_{cr}$, следует увеличить размеры сечения.

Экспериментальные исследования показали, что возможны два случая работы сжатых железобетонных элементов.

Случай 1 - при относительно больших эксцентриситетах. Разрушение элемента начинается с растянутой зоны при достижении арматурой предела текучести или чрезмерных деформаций. Этот случай реализуется при $\xi \leq \xi_r$.

Случай 2 - при относительно малых эксцентриситетах. Разрушение элемента происходит по сжатой зоне при достижении бетоном предельной сопротивляемости на сжатие до появления в растянутой или слабо сжатой арматуре предела текучести или чрезмерных деформаций.

В основу расчета на прочность сжатых элементов положены те же предпосылки, что и при расчете на поперечный изгиб. Все расчетные формулы получаются из условий прочности.

Случай относительно больших эксцентриситетов ($\xi \leq \xi_r$).

$$Ne \leq R_b A_b z_b + R_{sc} A_s (h_0 - a_s) + \sigma_{sc} A_{sp} (h_0 - a_{sp})$$

$$N \leq R_b A_b + R_{sc} A_s + \sigma_{sc} A_{sp} - R_s A_s - \gamma_{s6} R_s A_{sp}$$

Случай относительно малых эксцентриситетов ($\xi > \xi_r$).

Для этого случая расчет ведется фактически аналогично по формулам случая относительно больших эксцентриситетов, заменяя лишь действительную неопределенную эпюру сжимающих напряжений в бетоне фиктивной прямоугольной эпюрой с ординатой R_b , а напряжения в слабо растянутой или слабо сжатой арматуре, наиболее удаленной от действия силы N , принимают равными не R_s , а σ_s , которые подсчитываются по общим или упрощенным выражениям СНиП.

ЛЕКЦИЯ №16.

Содержание: 1. Расчет сжатых элементов прямоугольного сечения.

2. Расчет симметрично армированных элементов.

3. Расчет сжатых элементов двутаврового сечения.

Проектирование сжатых элементов прямоугольного сечения.

На рис. представлена картина напряженного состояния для сжатого элемента прямоугольного сечения без предварительного напряжения, разрушающегося по случаю 1, т.е. при $\xi \leq \xi_r$.

Эксцентриситеты e и e' с учетом гибкости элемента подсчитывают по выражениям

$$e = e_0 \eta + 0.5h - a$$

$$e' = e_0 \eta - 0.5h + a$$

Расчетные выражения для этого частного случая вытекают из общих выражений предыдущей лекции.

Уравнение несущей способности:

$$N_e \leq R_b b x (h_0 - 0.5x) + R_{sc} A_s (h_0 - a_s)$$

Высоту сжатой зоны определяют из равенств:

а) при $\xi \leq \xi_r$ (случай 1).

$$N = R_b b x + R_{sc} A_s - R_s A_s$$

б) при $\xi > \xi_r$ (случай 2)

$$N = R_b b x + R_{sc} A_s - \sigma_s A_s$$

где σ_s подсчитывается по общей формуле СНиП, а для сжатых элементов, изготовленных из бетона класса В30 и ниже с ненапрягаемой продольной арматурой классов А-I, А-II и А-III по упрощенной формуле

$$\sigma_s = (2(1 - \xi)/(1 - \xi_r) - 1)R_s$$

В практике проектирования встречаются две основные задачи.

Проверка несущей способности.

Если все данные об элементе известны, то в предположении условия $\xi \leq \xi_r$ вначале вычисляют x :

$$x = (N - R_{sc} A_s + R_s A_s) / R_b b,$$

а затем определяют граничное значение относительной высоты сжатой зоны бетона:

$$\xi_r = \omega / (1 + (\sigma_{sr} / \sigma_{sc,u})(1 - \omega/1.1))$$

Проверяется условие $x \leq \xi_r h_0$. Если оно соблюдается, по уравнению несущей способности определяют несущую способность. Если условие не соблюдается, то высоту сжатой зоны из уравнения случая б), предварительно подсчитав σ_s по общей или упрощенной формуле.

Подбор арматуры.

Известно: N , e_0 , b , h , R_b , R_s .

Неизвестны A_s и A_s

Сначала устанавливают, к какому случаю внецентренного сжатия относится данная задача. Так как высота сжатой зоны бетона x неизвестна, то при $e_0 \eta > 0.3 h_0$ элемент целесообразно запроектировать как работающий по случаю 1, а в противном случае - по второму случаю.

Как известно из расчета на прочность по нормальным сечениям изгибаемого железобетонного элемента, максимальный момент, воспринимаемый бетоном сжатой зоны и соответствующей арматурой A_s при $x = \xi_r h_0$ будет равен

$$M_r = \alpha_{mr} R_b b h_0^2 = R_b b x (h_0 - 0.5x),$$

где $\alpha_{mr} = \xi_r(1 - 0.5\xi_r)$.

В случае 1 ($\xi \leq \xi_r$) определяют площадь A_s

$$A_s = (N_e - \alpha_{mr} R_b b h_0^2) / R_{sc} (h_0 - a_s)$$

Если по этому выражению площадь арматуры окажется нулевой или отрицательной, арматура в сжатой зоне не требуется по расчету и устанавливается конструктивно.

Площадь растянутой арматуры A_s определяют из выражения

$$A_s = (\xi_r R_b b h_0 - N) / R_s + A_s R_{sc} / R_s$$

При заданном значении A_s (по конструктивным или иным соображениям) вычисляют $x(h_0 - 0.5x) = (N_e - R_{sc} A_s (h_0 - a_s)) / R_b b$

Так как $x(h_0 - 0.5x) = \alpha_m h_0^2$, то подсчитывают

$\alpha_m = (N_e - R_{sc} A_s (h_0 - a_s)) / R_b b h_0^2$, а затем по таблице определяют ξ и $x = \xi h_0$, а затем определяют A_s .

В случае 2 расчет в принципе ведут по тем же выражениям, но вместо величины R_s оперируют напряжениями σ_s , посчитываемым по СНиП.

Симметрично армированный элемент прямоугольного сечения.

Такие сжатые элементы нередко применяют в практике проектирования, когда по опорным сечениям колонн, стоек действуют моменты, близкие по величине, но разных знаков.

При симметричном армировании, когда $A_s' = A_s$ и $R_s = R_{sc}$ (арматура классов А-I, А-II и А-III), т.е. когда $R_s A_s = A_s R_{sc}$, то определяют $x = N / R_b b$, а затем подсчитывают искомые площади:

$$A_s = A_s' = N(e - h_0 + N/2 R_b b) / R_{sc}(h_0 - a_s')$$

Сжатые элементы двутаврового сечения

Как и в случае расчета изгибаемых элементов, различают два случая положения нейтральной оси:

а) нейтральная ось расположена в пределах полки и тогда расчет ведут как элемента прямоугольного сечения шириной b_f

б) нейтральная ось пересекает ребро и тогда учитывают сжатый бетон свесов полок и ребра..

Расчет таких элементов производят в зависимости от того, соблюдается или нет условие $\xi \leq \xi_r$.

Вначале выявляют положение границы сжатой зоны. При соблюдении условия $N > R_b b_f h_f$

граница сжатой зоны проходит ниже полки сечения.

Если $x > h_f$ прочность проверяют из условия $N e \leq R_b b x (h_0 - 0.5x) + R_b (b_f - b) h_f (h_0 - 0.5h_f) + R_{sc} A_s' (h_0 - a_s')$

Высоту сжатой зоны определяют из равенств:

а) при $\xi \leq \xi_r$ (случай 1)

$$N = R_b b x + R_b (b_f - b) h_f + R_{sc} A_s' - R_s A_s.$$

б) при $\xi \leq \xi_r$ (случай 2)

$$N = R_b b x + R_b (b_f - b) h_f + R_{sc} A_s' - \sigma_s A_s,$$

где σ_s подсчитывают по общей или приближенной формулам СНиП.

ЛЕКЦИЯ №17.

СЖАТЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ С КОСВЕННЫМ АРМИРОВАНИЕМ.

Содержание: 1. Область применения и основные конструктивные требования.

2. Основные расчетные положения.

Косвенным называют такое армирование, при котором в результате часто расположенной замкнутой поперечной арматуры, способной сдерживать поперечные деформации растяжения бетона, достигается существенное увеличение несущей способности элемента. В практике строительства для элементов с прямоугольным сечением применяют объемное косвенное армирование в виде часто размещенных поперечных сварных сеток. Для элементов с круглым или многоугольным поперечным сечением косвенное армирование реализуется в виде спиралей или сварных колец.

Косвенное армирование в виде часто расположенных поперечных сеток применяют также для местного армирования при усилении железобетонных колонн вблизи стыков, а также под анкерами и в зонах анкеровки напрягаемой арматуры.

В гибких колоннах эффект косвенного армирования (эффект “обоймы”) резко снижается из-за продольного изгиба, поэтому их следует применять, если $l_0/i_{ef} \leq 55$ при армировании сетками и $l_0/i_{ef} \leq 35$ при армировании спиральями (i_{ef} - радиус инерции части сечения, вводимой в расчет).

Для сварных сеток применяют арматуру класса А-i, А-II, А-III $\varnothing 6 - 14$ мм или проволоку классов В-I и Вр-I, принимая размеры ячеек сеток не менее 45мм и не более четверти меньшей стороны сечения, но не более 100мм. Шаг сеток $S \geq 60$ мм и не менее трети меньшей стороны,

но не более 150мм. Спирали (кольца) изготавливают из такой же арматуры, принимая $S \geq 40\text{мм}$ и не более $1/5d$, но не более 100мм.

Для усиления концевых участков сжатых элементов устанавливают не менее четырех сварных сеток. Зоны усиления: при использовании продольной арматуры периодического профиля - не менее $10d$, при использовании гладкой арматуры - не менее $20d$. Продольная арматура должна во всех случаях проходить внутри контура сварных сеток.

Расчет таких сжатых элементов с косвенным армированием всех видов производят по формулам, как для обычных сжатых железобетонных элементов, но размеры сечения принимают по контуру сеток, колец или спиралей (часть площади бетонного сечения A_{ef}) и вместо расчетного сопротивления бетона R_b подставляют приведенную призмную прочность бетона $R_{b,red}$, которую подсчитывают по выражениям:

а) при армировании сварными поперечными сетками:

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

б) при армировании спиральной и кольцевой арматурой

$$R_{b,red} = R_b + 2\mu_{cir} R_{s,cir} (1 - 7.5e_o/d_{ef})$$

где $R_{s,xy}$ и $R_{s,cir}$ - расчетные сопротивления растяжению соответственно арматуры сеток и спирали;

d_{ef} - диаметр ядра бетонного сечения;

φ - коэффициент эффективности косвенного армирования, определяемый по формуле:

$$\varphi = 1/(0.23 + \psi),$$

$$\text{где } \psi = \mu_{xy} R_{s,xy} / (R_b + 10)$$

Коэффициенты косвенного армирования подсчитывают по формулам:

а) для сварных сеток:

$$\mu_{xy} = (n_x A_{s,x} l_x + n_y A_{s,y} l_y) / A_{ef} S;$$

б) для спиральной и кольцевой арматуры:

$$\mu_{cir} = 4A_{s,cir} / d_{ef} S$$

В выражениях для коэффициентов косвенного армирования n_x , $A_{s,x}$, l_x - соответственно количество стержней, площадь сечения и длина арматурного стержня в направлении x ; с индексом y - то же для стержней в ортогональном направлении.

При использовании продольной высокопрочной арматуры классов А-IV, А-V и А-VI вместо R_{sc} вводится приведенное расчетное сопротивление $R_{sc,red}$, подсчитываемое по СНиП.

Косвенное армирование сжатых элементов целесообразно по расчету, если их несущая способность, найденная по приведенным формулам при использовании $R_{b,red}$ и A_{ef} , выше их несущей способности, подсчитанной по полному сечению и величине R_b .

ЦЕНТРАЛЬНО-РАСТЯНУТЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

Расчет прочности центрально - растянутых элементов производится по стадии III.

Полагается, что все бетонное сечение элемента пронизано трещиной и прочность элемента обеспечивается прочностью арматуры.

$$x = 0$$

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

где γ_{s6} - коэффициент условий работы напрягаемой арматуры для центрально - растянутых элементов принимается :

А-IV.....1,2

А-V и проволочной (В-I, В-II, К-7, К-19).....1,15

А-VI1,1

Минимальное содержание арматуры $\mu > 0,1\%$

ВНЕЦЕНТРЕННО-РАСТЯНУТЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

Рассмотрим на примере элементов прямоугольной формы сечения. Возможны 2 случая расчета по прочности в зависимости от положения продольной силы N

Случай 1 - случай малого эксцентриситета приложения нагрузки, когда внешняя растягивающая сила N приложена между равнодействующими усилий в арматуре S' и S (все сечение астянуто).

Расчет производится из условий ($M = 0$):

$$N e \leq \gamma_{s6} R_s A'_{sp} (h_0 - a'_p) + R_s A'_s (h_0 - a'_s)$$

$$N e' \leq \gamma_{s6} R_s A_{sp} (h'_o - a_p) + R_s A_s (h'_o - a_s)$$

Минимальное содержание арматуры должно быть $> 0,05\%$

Случай 2 - случай большого эксцентриситета приложения растягивающей силы N , когда продольная сила приложена за пределами равнодействующих усилий в арматуре (сечение имеет растянутую и сжатую зоны).

Расчет ведется по III стадии НДС из условий:

1) $M = 0$

$$N e \leq R_b A_{bc} Z_b + R_{sc} A'_s (h_0 - a'_s) + \sigma_s A'_{sp} (h_0 - a'_p)$$

2) $X = 0$

$$N = \gamma_{s6} R_s A_{sp} + R_s A_s - R_b A_{bc} - \sigma_{sc} A'_{sp} - R_{sc} A'_s$$

При расчете по этим формулам должно соблюдаться условие

$$\xi \leq \xi_R$$

Иначе нужно принимать $\xi = \xi_R$

где ξ_R - принимается по формуле СНиП:

$$\xi_R = \omega / (1 + (1 - \omega / 1.1) \sigma_{sR} / \sigma_{scu})$$

Минимальное содержание растянутой арматуры устанавливается $> 0,05\%$

ТЕМА №7: РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО II-ой ГРУППЕ ПРЕДЕЛЬНЫХ СОСТОЯНИЙ (8 часов)

ЛЕКЦИЯ №18. Трещиностойкость железобетонных конструкций. Расчет по образованию трещин в центрально растянутых и изгибаемых элементах.

- Содержание: 1. Трещиностойкость железобетона, основные требования и предпосылки расчета.
2. Расчет по образованию трещин, нормальных к продольной оси элемента.

Как известно, расчеты по II-ой группе предельных состояний, обеспечивающие для конструкций требования и условия их нормальной эксплуатации, включают в себя расчеты по образованию, раскрытию и закрытию нормальных (а иногда и наклонных) трещин, а также выполнение нормативных требований в части ограничения их деформаций. Во многих случаях указанные расчеты обуславливают увеличение площадей сечения арматуры, класса бетона и геометрических размеров сечения конструкции по сравнению с базовыми, установленными из расчета по несущей способности.

Расчет по образованию трещин предварительно напряженных железобетонных элементов производят в нормальных и наклонных к продольной оси элемента сечениях во всех наиболее опасных местах по длине пролета в зависимости от вида эпюр M , N , Q и T , а также в зависимости от изменчивости сечения элемента, величины, места приложения и направления усилий предварительного обжатия. Указанными расчетами определяются нагрузки, при которых появляются трещины или уточняются размеры сечения и характеристики материалов, при которых исключается возможность появления трещин.

В зависимости от условий эксплуатации и вида используемой напрягаемой арматуры СНиП устанавливает три категории требований к трещиностойкости железобетонных конструкций и в зависимости от этих требований четко рекомендуется учет коэффициентов надежности по нагрузке γ_f . При расчете по образованию нормальных и наклонных трещин внутреннее напряженное состояние принимают для стадии I, непосредственно предшествующее появлению первых трещин.

Расчет по образованию нормальных трещин.

Используется универсальная методика расчета по образованию нормальных трещин в изгибаемых, внецентренно сжатых и растянутых железобетонных элементах. При этом усилия, воспринимаемые нормальным сечением при образовании трещин, определяются из следующих предпосылок:

- а) сечения после деформации остаются плоскими;
- б) напряжения в бетоне растянутой зоны перед образованием трещин распределяются равномерно и равны $R_{bt,ser}$;
- в) напряжения в бетоне сжатой зоны (если она имеется) определяется с учетом упругих и неупругих деформаций;
- г) напряжения в напрягаемой и ненапрягаемой арматурах определяются как алгебраическая сумма начальных (предварительных) для данной стадии расчета и растягивающих дополнительных напряжений, отвечающих приращениям деформаций окружающего бетона.

Центрально растянутые элементы

К моменту образования первой нормальной трещины реализуется следующее напряженное состояние элемента.

Нормальные трещины в растянутом элементе не образуются, если продольная растягивающая сила N от действия внешних нагрузок (расчетных или нормативных в

зависимости от категории трещиностойкости) не превосходит равнодействующих всех внутренних продольных сил в растянутом сечении в момент непосредственно предшествующий образованию трещин:

$$N \leq N_{\text{crc}}$$

При этом равнодействующая N_{crc} подсчитывается по выражению:

$$N_{\text{crc}} = R_{\text{bt,ser}}A_b + (\gamma_{\text{sp}}\sigma_{\text{sp2}} + 2\alpha R_{\text{bt,ser}})A_{\text{sp}} + (2\alpha R_{\text{bt,ser}} - \sigma_s)A_s;$$

где γ_{sp} - коэффициент точности натяжения арматуры;

$$\alpha = E_s/E_b;$$

σ_{sp2} - предварительные напряжения в арматуре в рассматриваемом сечении с учетом потерь в зависимости от стадии работы элемента.

Произведя некоторые упрощения, это выражение можно записать в виде:

$$N_{\text{crc}} = R_{\text{bt,ser}}(A_b + 2\alpha A_s) + P;$$

где A_s - суммарная площадь напрягаемой и ненапрягаемой арматуры;

P - равнодействующая усилий во всей арматуре с учетом потерь до приложения внешней нагрузки.

Для элементов без предварительного напряжения при определении условной критической силы следует принять $P = \sigma_s A_s$, где σ_s - сжимающие напряжения в арматуре, равные потерям от усадки и ползучести бетона.

Таким образом, трещиностойкость предварительно напряженных элементов за счет имеющихся в элементе равнодействующей усилий P значительно больше трещиностойкости не предварительно напряженных элементов.

Изгибаемые элементы.

В настоящее время принята единая методика расчета по образованию нормальных трещин по ядровым моментам для изгибаемых, внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов.

Согласно этому расчету нормальные трещины в таких элементах не образуются, если момент внешних сил, расположенных по одну сторону от рассматриваемого сечения, относительно оси, нормальной к плоскости изгиба и проходящей через ядровую точку, наиболее удаленную от зоны сечения, трещинообразование которой проверяется, меньше или равен моменту трещинообразования M_{crc} . В случае изгиба изменение внутренних усилий в элементе от создания предварительного напряжения до момента образования первой нормальной трещины представлены на рисунке.

ЛЕКЦИЯ №19.

РАСЧЕТ ПО РАСКРЫТИЮ И ЗАКРЫТИЮ НОРМАЛЬНЫХ ТРЕЩИН

Содержание: 1. Основные требования.

2. Характер изменения напряженного состояния в процессе трещинообразования.

3. Расчет по раскрытию и закрытию трещин.

Указанные расчеты производят в тех случаях, когда в стадии эксплуатации необходимо по тем или иным требованиям ограничить ширину раскрытия этих трещин или же обеспечить условия их надежного закрытия при действии постоянных и длительных нагрузок.

Расчет железобетонных элементов по раскрытию трещин производят на действие нормативных нагрузок по второй стадии напряженно - деформированного состояния. Сущность этого расчета состоит в том, что сравнивается найденная по расчету ширина раскрытия трещин при непродолжительном или продолжительном действии нагрузок с предельно допустимой шириной раскрытия трещин (0.1 - 0.4 мм), т.е. добиваются выполнения условия $a_{\text{crc}} \leq [a_{\text{crc}}]$. В некоторых случаях для выполнения этого условия уточняют при необходимости геометрические размеры сечения элемента, его армирование, увеличивают

величину предварительного напряжения по сравнению с соответствующими величинами, найденными из расчета этого элемента по несущей способности.

Как показали экспериментальные исследования, первые трещины вследствие неоднородности бетона по длине элемента появляются в наиболее слабом месте. С последующим увеличением нагрузки появляются соседние трещины и картина трещинообразования становится ярко выраженной. В соответствии со СНиП ширину раскрытия нормальных трещин в мм определяют по эмпирической формуле:

$$a_{\text{срс}} = \delta \varphi_1 \eta (\sigma_s / E_s) 20 (3.5 - 100\mu)^{\sqrt[3]{d}};$$

где δ - коэффициент, зависящий от вида напряженного состояния;

φ_1 - коэффициент, учитывающий влияние длительности нагрузки;

η - коэффициент, зависящий от вида продольной растянутой арматуры

σ_s - напряжение в стержнях крайнего ряда растянутой арматуры или (при наличии предварительного напряжения) - приращение напряжения от действия внешней нагрузки;

μ - коэффициент армирования сечения (принимают $\mu \leq 0.2\%$)

d - диаметр растянутой арматуры в мм.

При определении напряжений принята единая методика, независимо от вида напряженного состояния. Для случая изгиба характер распределения внутренних усилий в сечении с трещиной представлен на рисунке.

Как и при расчете по образованию нормальных трещин, при определении напряжений равнодействующая предварительных напряжений в арматуре P рассматривается как внешние усилия.

Напряжения определяют из условия равенства нулю суммы моментов внешних и внутренних сил относительно оси, проходящей через точку приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне сечения.

$$\sigma_s = (M - P(z - e_{\text{сп}})) / z (A_{\text{сп}} + A_s)$$

где z - расстояние от центра тяжести площади сечения арматуры S в растянутой зоне до точки приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне сечения над трещиной (определяется по полуэмпирической формуле СНиП).

СНиП также регламентирует в зависимости от категории требований к трещиностойкости конструкции тот или иной учет нагрузок при определении ширины непродолжительного и продолжительного раскрытия трещин.

Расчет по закрытию нормальных трещин.

Его ведут для конструкций, к трещиностойкости которых предъявляется вторая категория требований.

Для обеспечения надежного закрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента, должны соблюдаться следующие требования:

а) в напрягаемой арматуре от действия постоянных, длительных и кратковременных нагрузок не должны возникать необратимые деформации, что обеспечивается соблюдением условия

$$\sigma_s + \sigma_{\text{сп}} \leq 0.8R_{\text{s,ser}};$$

где $\sigma_{\text{сп}}$ - предварительное напряжение в арматуре с учетом всех потерь;

σ_s - приращение напряжений в напрягаемой арматуре от действия внешних нагрузок.

Это требование необходимо, чтобы при снижении нагрузки от полной до длительно действующей трещины закрылись, так как арматура будет работать упруго.

б) сечение с трещиной в растянутой зоне при действии полных нагрузок должно оставаться обжатым при действии постоянных и длительных нагрузок с нормальным напряжением сжатия σ_b на растягиваемой внешней нагрузкой грани элемента не менее 0.5

МПа. Эти сжимающие напряжения определяют для упругого приведенного сечения от действия внешних нагрузок и усилия предварительного обжатия P .

ЛЕКЦИЯ №20.

РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПО ДЕФОРМАЦИЯМ

Содержание: 1. Общие положения по учету кривизны элементов.
2. Определение кривизны элементов без трещин.
3. Определение прогибов элементов.

Расчет по деформациям сводится к определению прогибов, углов поворота, амплитуд колебаний по формулам строительной механики от невыгоднейших сочетаний нагрузок, определяя предварительно входящие в них величины кривизны элементов. Величина кривизны и деформаций элементов отсчитывается от их начального состояния; при наличии предварительного напряжения - от состояния до обжатия.

Определение кривизны элементов.

Величина кривизны определяется:

а) для участков элемента, где в растянутой зоне не образуется трещин, нормальных к продольной оси (первая категория трещиностойкости), либо они закрыты (вторая категория трещиностойкости) - как для сплошного тела с учетом работы сжатой и растянутой зон; при этом в расчет вводится приведенное сечение арматуры.

б) для участков элемента, где в растянутой зоне имеются трещины, нормальные к продольной оси - как отношение разности средних деформаций крайнего волокна сжатой зоны бетона и продольной растянутой арматуры к рабочей высоте сечения.

Кривизна изгибаемых, внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов на участках без трещин определяется по выражению:

$$1/r = (1/r)_1 + (1/r)_2 - (1/r)_3 - (1/r)_4,$$

где $(1/r)_1$ и $(1/r)_2$ - кривизны соответственно от кратковременной нагрузки и от постоянных и длительных временных нагрузок (без учета P), определяемые по формулам:

$$(1/r)_1 = M / (\varphi_{b1} E_b I_{red})$$

$$(1/r)_2 = M \varphi_{b2} / (\varphi_{b1} E_b I_{red})$$

где M - моменты от соответствующих внешних (нагрузок кратковременных или длительных);
 φ_{b1} - коэффициент, учитывающий увеличение деформаций вследствие кратковременной ползучести бетона ($\varphi_{b1} < 1$);

φ_{b2} - коэффициент, учитывающий увеличение деформаций вследствие длительной ползучести бетона ($\varphi_{b2} \geq 1$);

I_{red} - момент инерции приведенного сечения.

Кривизна элемента $(1/r)_3$, обусловленная выгибом от кратковременного действия усилия предварительного обжатия P , равна

$$(1/r)_3 = P e_{op} / (\varphi_{b1} E_b I_{red})$$

где P - равнодействующая усилий предварительного обжатия, определяемая с учетом потерь, отвечающих стадии определения кривизны.

Кривизна элемента $(1/r)_4$, обусловленная выгибом вследствие усадки и ползучести бетона от усилия предварительного обжатия, подсчитывается по формуле:

$$(1/r)_4 = (\varepsilon_b - \varepsilon_b) / h_0;$$

где $\varepsilon_b = \sigma_b / E_s$;

$$\varepsilon_b = \sigma_b / E_s;$$

а условные напряжения σ_b и σ'_b принимают равными суммам потерь предварительных напряжений от усадки и ползучести бетона для уровня центра тяжести арматуры растянутой зоны и на уровне крайнего сжатого волокна бетона, если бы арматура там имелась.

При наличии нормальных трещин подсчет кривизны элемента значительно усложняется, так как для стадии II напряженно деформированного состояния деформации бетона по длине элемента и по высоте сечения изменяются нелинейно. В местах разрыва бетона (в сечениях с трещинами) появляются силы сдвига, искривляющие сечение; напряжения и деформации растянутой арматуры по длине элемента также распределены существенно переменно. Однако для средних сечений, расположенных на участках между трещинами, может быть в целом принята гипотеза плоских сечений.

Кривизна таких элементов на участках с трещинами подсчитывается по выражению:

$$1/r = (\varepsilon_{bm} + \varepsilon_{sm})/h_0;$$

которое после расшифровки средних деформаций бетона и арматуры (ε_{bm} и ε_{sm}) приобретает следующий вид:

$$1/r = M/h_0z(\psi_s/E_sA_s + \psi_b/E_bA_bv)$$

В этом выражении:

ψ_s - коэффициент, учитывающий работу растянутого бетона между трещинами (формула СНиП)

ψ_b - коэффициент, учитывающий неравномерность распределения деформаций бетона сжатой зоны на участке между трещинами ($\psi_b = 0.9 - 1$);

v - коэффициент упругости бетона;

z - плечо внутренней пары в сечении с трещиной (формула СНиП)

A_b - площадь сжатой зоны бетона.

При подсчете кривизны преднапряженного элемента на участке с трещинами выражение несколько трансформируется, так как равнодействующую усилий обжатия P учитывают, вводя заменяющий момент и полное нормальное усилие N_{tot} .

Окончательно кривизна таких элементов подсчитывается по выражению:

$$1/r = M_3(\psi_s/E_sA_s + \psi_b/E_bA_bv)/h_0z - N_{tot}\psi_s/E_sA_sh_0;$$

Кривизны внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов на участках с трещинами подсчитывают по тому же выражению, несколько видоизменяя M_3 и N_{tot} .

Полная величина кривизны элемента для участков с трещинами в растянутой зоне определяется по формуле:

$$1/r = (1/r)_1 - (1/r)_2 + (1/r)_3 - (1/r)_4,$$

Определение прогибов элементов

В общем случае прогибы железобетонных элементов определяют по формуле:

$$f = \int_0^l \bar{M}(x)(1/r)_x dx$$

где $\bar{M}(x)$ - изгибающий момент в сечении x от действия единичной силы в сечении, в которой определяют прогиб по направлению перемещений от внешней нагрузки;

$(1/r)_x$ - полная кривизна элемента в сечении x от нагрузки, при которой определяется прогиб; эта величина определяется соответственно для участков без трещин и с трещинами.

ТЕМА №10: КОНСТРУКЦИИ ОДНОЭТАЖНЫХ ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ (12 часов)

ЛЕКЦИЯ №29.

Рассматриваемые вопросы:

- 31.1 Виды одноэтажных промышленных зданий.
- 31.2 Конструктивные схемы зданий
- 31.3 Компоновка конструктивной схемы здания

29.1 Виды одноэтажных промышленных зданий.

В настоящее время в отечественной индустрии наибольшее распространение получили одно-этажные промышленные здания - их доля в общем объеме промышленных зданий составляет около 70%.

Одноэтажные промышленные здания занимают значительную территорию при их размещении. Однако наряду с этим применение одноэтажных зданий получается экономически выгодным в случае размещения производств с тяжелым и громоздким оборудованием, т.к. разместить такое оборудование на перекрытиях многоэтажных промышленных зданий не представляется возможным.

Кроме того в одноэтажных промышленных зданиях удобно размещать производства и технологические процессы, требующие значительных площадей и большой высоты - производства металлургической, машиностроительной и др. отраслей промышленности.

Существуют одноэтажные промышленные здания следующих разновидностей: однопролетные и многопролетные; здания с одинаковыми пролетами по высоте и здания с перепадами по высоте; здания без мостовых кранов (50%), здания с мостовыми кранами (35%), здания с подвесными кранами (15%); здания с фонарями и бесфонарные; здания со скатной и малоуклонной кровлей.

Рекомендуется проектировать одноэтажные промышленные здания прямоугольные в плане с одинаковыми пролетами без перепадов высот во избежание образования снеговых мешков.

Вопрос о выборе материала несущего каркаса должен решаться на основании технико-экономического анализа. Основным материалом для одноэтажного промышленного здания при пролетах до 30-36м и высоте здания Н до 18м, если нет необходимости установки кранов в двух и более ярусов является сборный железобетон. Альтернативным материалом несущего каркаса

служат стальные конструкции, однако сборный железобетон при прочих равных условиях является более дешевым и менее дефицитным материалом.

Возможно применение в одном здании железобетонных конструкций (колонны, фундаменты) и стальных конструкций (стропильные конструкции покрытия и подкрановые балки).

29.2. Конструктивные схемы зданий.

Современные одноэтажные промышленные здания в подавляющем большинстве решаются по каркасной схеме. Каркас здания может быть образован из плоских элементов, работающих по балочной схеме или включать в себя пространственные конструкции покрытия в виде оболочек, опертых на колонны. Оболочки позволяют перекрывать большие пролеты, дают экономию бето-на и арматуры до 30%, но пока более сложны в производстве работ и требуют применение эстакад при оборудовании здания мостовыми кранами.

Балочная схема проще, обеспечена обширной производственной базой и поэтому получила более широкое применение. Пространственный каркас одноэтажного промышленного здания условно расчленяют на продольные и поперечные рамы, каждая из которых воспринимает горизонтальные и вертикальные нагрузки.

Поперечная рама состоит из колонн, жестко заземленных в фундаментах, ригелей (фермы, арки, балки покрытия) и покрытия по ним в виде плит покрытия. Ригели соединяются с колонной шарнирно. В этом случае достигается простота монтажа и независимая типизация ригелей и колонн, нагрузка при таком соединении, приложенная к ригелю не вызывает в стойках первоначального изгибающего момента.

В продольную раму включается ряд колонн в пределах температурного блока и продольные конструкции ряда: колонны, жестко заземленных в фундаментах, подкрановые балки, вертикальные связи, распорки по колоннам и конструкции покрытия, шарнирно соединенные с ригелем. Продольная рама обеспечивает жесткость здания в продольном направлении и воспринимает нагрузки от продольного торможения кранов и ветра, действующего на торец здания.

К элементам каркаса относятся также фахверковые колонны, несущие нагрузку от стеновых панелей и воспринимаемого им ветра. Стеновые панели могут быть навесными и самонесущими.

При разработке конструктивной части проекта здания инженеру-проектировщику приходится решать ряд вопросов, в т. числе:

- выбор и компоновка конструктивной схемы здания;
- статический расчет поперечной рамы;
- расчет стропильных и подстропильных конструкций, плит покрытия, колонн, фундаментов и их конструирование.

29.3. Компоновка конструктивной схемы здания

В задачу компоновки конструктивной схемы здания входят:

- выбор сетки колонн и установление внутренних габаритов здания;
- компоновка покрытия;
- разбивка здания на температурные блоки;
- выбор схемы связей, обеспечивающих пространственную жесткость здания

С целью сокращения типоразмеров конструкций утверждены унифицированные сетки колонн $L \times B$ для различных объемно-планировочных решений зданий, выполняемых в железобетоне: для зданий без мостовых кранов: 12×6 , 18×12 , 24×12 м при высоте здания $H = 3.6..14.4$ м через 1.2 м; для зданий с мостовыми кранами: 18×12 , 24×12 , 30×12 м при высоте здания $H = 8.4..18$ м через 1.2 м.

Сетка колонн увязывается с технологией производственных процессов и выбирается на основании технико-экономического анализа. Около 75% всех одноэтажных промышленных зданий имеют сетку колонн 18×12 и 24×12 м. Более крупная сетка колонн оправдана, когда удорожание строительных конструкций компенсируется экономией производственных площадей или другими технологическими преимуществами. В целях обеспечения максимальной типизации элементов каркаса приняты следующие привязки к продольным и поперечным разбивочным осям:

а) колонны крайних рядов к продольным разбивочным осям: нулевая привязка - в зданиях без мостовых кранов ($B = 6..12$ м) и в зданиях с мостовыми кранами при шаге колонн $B = 6$ м, Q до 30 т, H до 16.2 м; привязка 250 мм - при $B = 6$ м, Q более 30 т, H более 16.2 м и во всех случаях при $B = 12$ м и более.

б) геометрические оси средних колонн совмещаются с продольными разбивочными осями;

в) привязка колонн в торце здания и у температурных швов к поперечным разбивочным осям - 500мм.

Высота здания определяется технологическими условиями и назначается исходя из заданной отметки верха кранового рельса и технического габарита мостового крана. Кроме того высоту колонн, а следовательно и высоту здания, необходимо назначать с учетом размещения (расклад-ки) стеновых панелей и оконных переплетов по высоте здания. При наличии железобетонных подстропильных конструкций высота верха колонн уменьшается на 600мм.

Плоские покрытия komponуют по двум схемам: беспрогонной и прогонной. При беспрогонной схеме плиты покрытия укладывают непосредственно по ригелям, расположенных либо в продольном, либо в поперечном направлении. При поперечном расположении ригелей покрытие может быть запроектировано без подстропильных конструкций (ригели укладываются по колоннам с шагом 6 или 12м), с подстропильными конструкциями (ригели с шагом 6м укладываются по подстропильным конструкциям, имеющим пролет 12...18м) или по комбинированной схеме (колонны крайнего ряда имеют шаг 6м и являются опорами для ригелей, средние колонны устанавливаются через 12м и имеют поверху подстропильные конструкции для опирания ригелей). При продольном расположении ригелей их укладывают на колонны по продольным осям, а плиты покрытия размером 3*18 или 3*24м- поперек пролета. При прогонной схеме прогоны прямо-угольного или таврового профиля крепят к ригелям, а по ним укладывают железобетонные плиты пролетом 1.5..3м. Последняя схема более трудоемка и применима редко (главным образом при реконструкции или при малых объемах работ).

При изменениях температуры наружного воздуха ригели продольных и поперечных рам испытывают деформации укорочения или удлинения, в следствие чего в колоннах возникают дополнительные значительные изгибающие моменты. Для снижения этих усилий здание разбивают на температурные блоки с помощью температурных швов каркаса. Максимально допустимое расстояние между температурными швами в отапливаемых одноэтажных промышленных зданиях

из сборного железобетона составляет 72м, в неотапливаемых - 48м. Если расстояние между блоками не превышает определенных нормами значений, а ригели покрытия относятся к 3-й категории трещиностойкости, то расчет на температурные воздействия может не производиться. В ряде случаев оказывается целесообразным увеличить размеры температурного блока и рассчитать каркас на температурные воздействия. Это дает экономию за счет уменьшения числа колонн.

Пространственной жесткостью здания называют его способность сопротивляться воздействию горизонтальных нагрузок. Плиты покрытия укладываются по ригелям и привариваются к ним не менее чем в трех точках с помощью закладных деталей, швы тщательно замоноличивают. При этом покрытие обеспечивает жесткий в своей плоскости диск. Пространственная жесткость каркаса одноэтажных промышленных зданий должна быть обеспечена в продольном и поперечном направлении. Пространственная жесткость каркаса зданий в поперечном направлении обеспечивается расчетом и конструкцией поперечной рамы, основными факторами которой является защемление колонн в фундаментах и достаточной изгибной жесткостью колонн.

Пространственная жесткость каркаса зданий в продольном направлении обеспечивается вертикальными связями из стального проката, устанавливаемые по продольным рядам колонн в середине температурного блока. Они устанавливаются на высоту от пола до низа подкрановых балок и привариваются к закладным деталям колонн. Вертикальные связи по колоннам бывают крестовые (однорусные и двухрусные) и порталные. В бескрановых зданиях небольшой высоты (H до 9.6м) продольные связи не устраивают. При такой конструкции необходимость в расчете продольной рамы отпадает, производится лишь расчет

связей на действие ветровой нагрузки на торец здания и усилий продольного торможения мостовых кранов.

Помимо обеспечения пространственной жесткости каркаса здания в целом должна быть обеспечена пространственная жесткость его отдельных элементов. В торцах температурных блоков между колоннами устанавливают вертикальные связевые фермы (из стальных уголков), обеспечивающих передачу усилия с покрытия от горизонтальной ветровой нагрузки на торец здания на колонну. По верху колонны связываются распорками (железобетонными или из уголков).

Кроме того необходимо обеспечить устойчивость сжатых поясов ригелей. При беспрогонной системе покрытия и отсутствии фонарей устойчивость верхних поясов обеспечивается плитами покрытия, приваренными к ригелям. При наличии фонарей для исключения потери устойчивости сжатого пояса ригеля из плоскости по коньку устраивают распорки. При достаточно больших высотах и пролетах здания на уровне низа стропильных конструкций или на уровне крановых путей устраивают горизонтальные связи в виде ферм из стальных уголков.

ЛЕКЦИЯ №30.

Рассматриваемые вопросы

- 33.1. ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ПЛИТЫ ПОКРЫТИЙ.
ПЛИТЫ "2 Т"
ПЛИТА-ОБОЛОЧКА КЖС
ПЛИТЫ ПОКРЫТИЯ ТИПА "2 Т"
- 33.2 ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ СТРОПИЛЬНЫЕ БАЛКИ ПОКРЫТИЙ
- 33.3. ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ СТРОПИЛЬНЫЕ ФЕРМЫ.
- 33.4 ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ СТРОПИЛЬНЫЕ АРКИ
- 33.5. ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ПОДКРАНОВЫЕ БАЛКИ
- 33.6. ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОЛОННЫ

33.1. ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ПЛИТЫ ПОКРЫТИЙ.

ПРЕДНАПРЯЖЕННЫЕ РЕБРИСТЫЕ ПЛИТЫ ПОКРЫТИЯ

В настоящее время существует целый ряд типов плит (панелей) покрытий, решаемых по беспрогонной схеме, и постоянно разрабатываются новые конструктивные решения. Наибольшее распространение получили плиты пролетом 12м (рис.33,1а) и 6м шириной 3м (основные) и 1,5м (доборные) с продольными и поперечными ребрами. Основная продольная арматура выполняется предварительно напряженной. Полка армируется сварной сеткой, поперечные ребра - сварными каркасами. Толщина полки принимается 2,5...3 см. Бетон классов В22,5...В30. В ряде случаев уменьшают высоту сечения продольных ребер к опоре, что дает экономию бетона (до 9%) и снижает стоимость конструкции. Поскольку нагрузка от собственной массы плит покрытия составляет значительную долю от полной нагрузки, целесообразно изготавливать их из бетона на легких заполнителях ($\gamma = 18 \text{ кН/м}^3$), что снижает массу конструкций до 25%.

Расчет плит в продольном направлении производится как однопролетных свободно опертых балок таврового сечения на совместное действие постоянных (масса плиты и кровли) и временных (от снега) нагрузок.

Полка плиты в зависимости от расстояния между поперечными ребрами рассчитывается как неразрезная балочная плита, опертая по контуру. Наиболее сложное

напряженное состояние в плите возникает в опорных сечениях, которые усиливаются вутами и армируются дополнительными сетками.

ПЛИТЫ "2 Т "

Весьма экономичными и простыми в изготовлении являются плиты типа " 2 Т" размерами

3 x 6, 3 x 12 м (при поперечном расположении ригелей) и 3 x 18 x 24 м (при продольном) (рис.33-1,б).К недостаткам этих конструкций относится сложность устройства продольных швов между плитами.

Существуют два способа изготовления этих плит: полка плиты и ребра бетонируются совместно; продольные предварительно напряженные ребра изготавливают заранее из бетона класса В 40 , а затем бетонируют полку. Связь ребер с полкой обеспечивается за счет устройства выпусков арматуры и сцепления бетона. Раздельное изготовление экономичнее, поскольку позволяет снизить класс бетона полок до В15. Продольная арматура ребер - из высокопрочной стали, полка армируется сетками. В продольном направлении плиты рассчитывают как свободно опертые однопролетные балки таврового сечения, в поперечном - учитывается разгружающее влияние свесов полок.

ПЛИТА-ОБОЛОЧКА КЖС

Плита крупноразмерная железобетонная сводчатая КЖС представляет собой короткую цилиндрическую оболочку с предварительно напряженными ребрами- диафрагмами сегментного очертания (рис.33,1.в).Очертание поверхности оболочки принимается по квадратной параболе.

Толщина оболочки переменная и не должна быть менее 30 мм.Для уменьшения массы плиты диафрагмы проектируют минимальной толщины (40мм) с вертикальными ребрами жесткости . Основную напрягаемую арматуру располагают в нижней части диафрагмы.По концам напрягаемых стержней предусматривают анкерные детали,обеспечивающие надежное закреп-ление рабочей арматуры в бетоне опорного узла.Эта арматура играет роль затяжки рассмат-риваемой сводчатой системы.Диафрагма армируется сварными каркасами только в опорных зо-нах , в вертикальных ребрах устанавливаются стержни-подвески.Армирование оболочки выполняется сварной сеткой,подбираемой по расчету.

Панели КЖС проектируют из бетонов классов В22,5...В50 в зависимости от пролетов и нагрузок. При расчете плита КЖС рассматривается как цилиндрический свод,работающий совместно с диафрагмами. Принимается , что вдоль направляющей оболочки действует только продольная сила N , поперек- поперечные силы и изгибающие моменты M (рис.33.1,в).

Изгибающий момент в системе "оболочка -диафрагма" (в продольном направлении) вос-принимается растянутой арматурой диафрагм и полкой (оболочкой),работающей на сжатие.В соответствии с этим необходимую площадь сечения рабочей арматуры диафрагмы A и толщину оболочки h определяют из условий:

$$(33,1)$$

где M -изгибающий балочный момент в рассматриваемом сечении от расчетных нагрузок; - расстояние от срединной поверхности оболочки до оси рабочей арматуры; -коэффициент условий работы; b -ширина панели поверху.

Плиты КЖС применяются для покрытий промышленных и других зданий с пролетами 18 и 24 м при продольном расположении ригелей.Эти конструкции экономичны,достаточно просты в изготовлении.Наиболее существенным их недостатком является трудоемкость устройства кровли по криволинейной поверхности.

ПЛИТЫ ПОКРЫТИЯ ТИПА "2 Т "

В последние годы разработаны крупноразмерные панели покрытий типа 2Т размерами 3 x 18, 3 x 24м под малоуклонную кровлю (рис.33.1.г). Достоинство этих плит по сравнению с плитами КЖС-упрощение устройства кровли, а стоимость плит типа П с учетом эксплуатационных расходов примерно равна стоимости плит КЖС. Общим недостатком крупноразмерных плит является усложнение устройства внутренних коммуникаций в уровне покрытия.

В некоторых случаях применяют гиперболические панели-оболочки, плиты типа "Динакор" с квадратными пустотами и т.п. Однако использование их весьма ограничено из-за сложностей устройства кровли или изготовления панелей.

33.2 ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ СТРОПИЛЬНЫЕ БАЛКИ ПОКРЫТИЙ

Стропильные балки применяют для перекрытия пролетов 6,9, 12 и 18м. при пролетах 24м и более они уступают фермам по технико-экономическим показателям и, как правило, не используются. Балки пролетами 6 и 9 м предназначены преимущественно для покрытия пристроек, а балки пролетом 12м - в качестве поперечных или продольных ригелей покрытия. Балки пролетом 18м применяют в качестве поперечных ригелей, по которым укладывают плиты 3 x 6 или 3 x 12м.

В зависимости от профиля кровли балки бывают двускатными, односкатными, с параллельными полками, ломаными или криволинейным очертанием верхней полки (рис.33,2а...д).

Двускатные балки имеют уклон верхней полки 1:12 для скатных кровель. Вследствие своей экономичности они получили наиболее широкое распространение для покрытий пролетом 18м. Определенные трудности при их изготовлении связаны с устройством каркасов переменной высоты. При необходимости пропуска коммуникаций в уровне покрытия (воздуховоды и т.п) используют двускатные решетчатые балки пролетом 12 и 18 м (рис.33,2.е). Односкатные балки обычно применяют для устройства кровли с односторонним уклоном, например в пристройках. Балки с параллельными полками наиболее просты в изготовлении, имеют арматурные каркасы постоянной высоты и применяются в качестве продольных ригелей при горизонтальных кровлях. Однако по расходу бетона и арматуры они уступают двускатным. Балки с ломаными и криволинейным верхним поясом, несмотря на экономичность, не нашли широкого применения вследствие сложной технологии их изготовления.

В целях экономии бетона сечение балок принимают тавровым (при $L=6,9$ м). Ширину верхней полки балок из условия опирания плит покрытия и обеспечение устойчивости при транспортировании и монтаже принимают равной $(1/50 \dots 1/60)L$, что обычно составляет 20...40см. Ширину нижней полки (25...30см) определяют размещением в ней растянутой арматуры, прочностью бетона пояса при действии усилия обжатия, а также условиями опирания на колонны. Толщину вертикальной стенки в средней части пролета (6...8см) назначают из условий изготовления балки (в вертикальном положении) и размещения поперечной арматуры (одного или двух каркасов). У опор стенка утолщается для обеспечения прочности и трещиностойкости опорных сечений. Бетон балок классов В22,5...В40.

Все типы балок пролетами 12...18м выполняют предварительно напряженными, с использованием высокопрочной растянутой рабочей арматуры, как правило, с натяжением на упоры. Для исключения образования и раскрытия трещин в верхней зоне от усилий, возникающих при отпуске нижней арматуры, в ряде случаев в верхней зоне размещают напрягаемую арматуру

$A_s1 = (0,15 \dots 0,2)A_s$. Поперечную и продольную монтажную арматуру выполняют из сталей классов А-1, А-III. В опорных частях балок, где возникают большие усилия от реакций опор и

предварительного обжатия, устанавливают дополнительную арматуру в виде сеток и вертикальных стержней (рис.33.2,ж).

Нагрузки на балку от массы покрытия и снега передаются через ребра плит в виде сосредоточенных сил. При числе их более 4 нагрузка заменяется эквивалентной равномерно распределенной. Нагрузки от подвешенного транспорта и коммуникаций передаются на балку в виде сосредоточенных сил.

Балки рассматриваются как шарнирно опертые элементы с расчетным пролетом, равным расстоянию между линиями действия опорных реакций.

Подбор продольной и поперечной рабочей арматуры, расчет прогибов и трещиностойкости балок производится как для обычного элемента таврового или двутаврового сечения.

При расчете нормальных сечений двускатных балок необходимо учитывать, что сечение, где требуется наибольшая площадь продольной растянутой арматуры, не совпадает с серединой пролета, где действует максимальный изгибающий момент (рис.33,2.з). Это объясняется тем, что по мере удаления от середины балки рабочая высота ее на некотором участке уменьшается быстрее, чем внешний изгибающий момент. При уклоне верхней полки 1:12 опасное сечение находится на расстоянии 0,37l от опоры.

ЛЕКЦИЯ №31.

33.3. ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ СТРОПИЛЬНЫЕ ФЕРМЫ.

Железобетонные стропильные фермы применяются в качестве ригелей покрытий промышленных и общественных зданий при пролетах 18, 24, 30 м и шаге 6 и 12 м. При больших пролетах железобетонные фермы получаются тяжелыми, неудобными при транспортировании, трудоемкими в монтаже и могут применяться лишь при специальном обосновании. Фермы устанавливают на колонны или крепят к подстропильным фермам с помощью анкерных болтов или сварки закладных опорных элементов. По фермам укладывают плиты покрытий и кровлю.

Очертание стропильных ферм зависит от профиля кровли и общей компоновки покрытия. Для зданий со скатной кровлей как типовые фермы применяют: сегментные раскосные с верхним поясом ломаного очертания (рис.33,3,а,ж) и безраскосные арочного очертания (рис.33,3,б,и) для зданий с плоской кровлей - раскосные с параллельными поясами (рис.33,3,г). Для нетиповых решений возможны и другие виды ферм: арочные раскосные с разреженной решеткой (рис.33,3,в), полигональные (рис.33,3,д), треугольные (рис.33,3,е) с нижним ломаным поясом (рис.33,3,д).

Наиболее рациональным с точки зрения статической работы сегментные и арочные раскосные фермы.

В сегментных раскосных фермах (рис.33.3.а,ж) усилия в поясах по длине изменяются мало, а в элементах решетки - невелики. Это объясняется тем, что очертание верхнего пояса близко к кривой давления. Достоинством этого типа ферм также является то, что небольшая высота у опор приводит к уменьшению высоты здания и суммарной длины решетки. К числу недостатков следует отнести повышенную трудоемкость работ, связанных с устройством скатной кровли.

В последние годы широкое распространение получили безраскосные арочные фермы (рис.33,3.б,и) которые отличаются простотой и удобством изготовления. Особенно целесообразно безраскосные фермы применять в зданиях, где межферменное пространство используется для коммуникаций, технических этажей, а также в цехах с насыщенным подвесным транспортным оборудованием. Эти фермы часто используются для устройства плоской кровли путем установки дополнительных стоек. Недостатком этого типа ферм

является то, что в стойках и поясах фермы возникают значительные изгибающие моменты, для восприятия которых требуется дополнительный расход арматуры, что привело к увеличению стоимости ферм.

Железобетонные фермы с параллельными поясами обеспечивают более простое устройство плоской кровли. Однако они имеют большую высоту на опорах, что помимо увеличения высоты наружных стен приводит к необходимости устройства вертикальных связей между фермами в плоскости опорных стоек. По расходу бетона такие фермы уступают сегментным и арочным. Предложенное в последние годы техническое решение, предусматривающее отведение части предварительно напряженной арматуры из нижнего пояса в растянутые раскосы (рис.33.3,к) позволяет улучшить их технико-экономические показатели.

Расстояние между узлами верхнего пояса рассмотренных типов ферм принимается равным ширине плиты покрытия (3м) в целях обеспечения узловой передачи нагрузки.

Арочные раскосные фермы (рис.33.3,в) имеют мощный криволинейный пояс кругового очертания и легкую разреженную решетку. В таких фермах допускается узловая передача нагрузки от плит покрытия, возникающие при этом изгибающие моменты от вертикальной нагрузки уменьшаются за счет моментов обратного знака, создаваемых эксцентрично приложенными продольными сжимающими усилиями в верхнем поясе (рис.33.3,н). По экономическим показателям эти фермы при пролетах 18...24м несколько дороже сегментных, а при пролетах 30м и более - экономичнее.

Треугольные фермы невыгодны ввиду большой высоты и значительного расхода материалов. Применение их оправдано только в случае использования кровли из асбоцементных материалов или металлических волнистых листов, для которых требуется значительный уклон.

Фермы с ломанным нижним поясом (рис.33.3,д) более устойчивы, не требуют установки дополнительных связей, но сложны в изготовлении.

По способу изготовления различают фермы с закладной решеткой и фермы, бетонированные целиком. В фермах с закладной решеткой элементы решетки готовятся заранее в отдельных формах, а затем укладываются в общую форму, после чего бетонированы пояса и узлы. Этот способ позволяет делать элементы решетки небольшого сечения и из бетона более низких классов, что приводит к экономии бетона и цемента.

Фермы пролетом 30м и более для обеспечения возможности транспортирования обычно изготавливают из двух отправочных элементов и объединяют на строительной площадке стыком на сварке (рис.33.3.л). Такие фермы дороже цельных на 10...15% и менее надежны в работе при динамических нагрузках.

Высота ферм в середине пролета ($1/6...1/10$)^l. Ширина сечения верхнего пояса назначается из условия устойчивости его из плоскости фермы при монтаже и перевозке ($1/70...1/80$)^l, а также из условия опирания плит. Ширина сечения нижнего пояса принимается такой же, как и верхнего, а высота сечения назначается из условия размещения рабочей арматуры. Размеры сечения сжатых элементов решетки и стоек определяются расчетом, при этом ширину их целесообразно назначать равной ширине поясов для удобства бетонирования в горизонтальном положении.

Фермы изготавливают из бетона классов В22,5...В50. Нижний пояс предварительно напряженный, армируется стержневой арматурой классов А-IV, А-V, А-VI, Ат-IV, Ат-V, канатами К-7, К-19. Натяжение арматуры обычно осуществляют на упоры. Чтобы предотвратить появление продольных трещин, нижний пояс армируют конструктивной поперечной арматурой из проволоки $d = 5...6$ мм, соединенной обычной арматурой в каркасы (рис. 33,3,ж, сечение 1-1). В верхних поясах, раскосах и стойках применяют сварные каркасы из горячекатанной стали периодического профиля классов А-Ш, А-П.

Особое внимание при конструировании ферм следует обращать на армирование узлов. В опорном узле для восприятия больших перерезывающих сил обжатия устанавливают поперечную арматуру 1 (рис.33,3,ж), объединенную контурным стержнем 2 в плоский каркас. Два таких плоских каркаса образуют пространственный каркас узла. Для улучшения условий анкеровки напрягаемой арматуры и предотвращения возникновения продольных трещин в бетоне устанавливают косвенную арматуру 3 в виде сеток. Для предотвращения раскрытия трещин в месте сопряжения нижнего пояса с узлом ставят дополнительную сетку 4. Арматуру элемента решетки заводят в узлы, которые имеют уширения, позволяющие лучше расположить ее и заанкерить (рис.33,3,м).

Фермы рассчитывают на эксплуатационные нагрузки от покрытия, массы фермы, снега, подвесного оборудования и т.п., а также нагрузки, возникающие при изготовлении, транспортировке и монтаже. Нагрузка от покрытия и от массы фермы считается приложенной к узлам верхнего пояса, а нагрузка от подвесного оборудования - к узлам нижнего.

Железобетонная ферма имеет жесткие узлы и представляет собой многократно статически неопределимую рамную систему. Однако в предельном состоянии по прочности в узлах раскрываются трещины, жесткость падает, и влиянием возникающих изгибающих моментов можно пренебречь, рассматривая узлы как шарнирные. Это позволяет при расчете прочности рассматривать ферму как статически определимую систему. Такой расчет в общем верно отражает характер работы конструкций и обеспечивает достаточную точность. Если нагрузка приложена в панелях верхнего пояса между узлами, то при расчете учитывают местный изгиб верхнего пояса. При определении изгибающих моментов от внеузловой нагрузки пояс фермы рассматривают как неразрезную балку, опорами которой являются узлы фермы. При наличии выгибов или изломов верхнего пояса учитывают разгружающее действие момента от продольной силы N (рис.33,3,н).

При расчете безраскосной фермы принимают жесткое соединение поясов и стоек в узле. Усилия определяют как для статически неопределимой системы.

Расчетные усилия в элементах ферм находят от всех возможных невыгодных сочетаний действующих нагрузок. По найденным усилиям производят расчет сечений элементов. Верхний пояс рассчитывают на внецентренное сжатие, нижний - на центральное растяжение, решетку - на сжатие или растяжение.

При расчете трещиностойкости предварительно напряженного пояса необходимо учитывать влияние изгибающих моментов, возникающих вследствие жесткости узлов. Эти моменты в фермах со слаборботающей решеткой (например, в сегментных) можно определить, рассматривая нижний пояс как неразрезную балку на упругооседающих опорах; осадку опор находят по диаграмме перемещения фермы.

ЛЕКЦИЯ №32.

33.4 ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ СТРОПИЛЬНЫЕ АРКИ

Арками называют системы состоящие из криволинейных элементов, горизонтальное смещение опор которых ограничено. Последнее приводит к возникновению распора, обеспечивающего работу арки преимущественно на сжатие.

В одноэтажных промышленных зданиях арки применяют в покрытиях средних и больших пролетов ($l > 30\text{м}$). Имеются примеры применения арочных конструкций в ангарах, спортивных сооружениях, мостах, где пролеты превышают 100м.

Железобетонные арки бывают трехшарнирные, двухшарнирные и бесшарнирные. В трехшарнирных арках смещение опор в горизонтальном и вертикальном направлениях практически не сказывается на усилиях. Двухшарнирные арки мало чувствительны к вертикальным осадкам и более чувствительны к горизонтальным смещениям. В бесшарнирных арках всякое смещение опор вызывает значительные дополнительные усилия, поэтому применение их возможно только там, где смещения опор заведомо невелики. Распор арки чаще всего воспринимается затяжками. Если по архитектурным или технологическим соображениям устройство затяжек нежелательно, то распор арки передают на жесткие боковые рамы, контрфорсы или непосредственно на фундамент.

Наиболее целесообразно такое очертание арки, при котором ось ее совпадает с кривой давления, и тогда изгибающие моменты минимальны. Совпадение кривой давления с осью арки обеспечить трудно (различные нагрузки, влияние усадки, ползучести), поэтому очертание принимают по дуге окружности, что упрощает конструкцию и уменьшает число типоразмеров сборных элементов, мало сказываясь на усилиях.

Железобетонные арки могут быть сборными и монолитными. В качестве строительных конструкций одноэтажных промышленных зданий наиболее широко применяют сборные пологие двухшарнирные арки с затяжкой (рис.33,4). Такие арки имеют стрелу подъема $= (1/5 \dots 1/8)l$, высоту сечения $h = (1/30 \dots 1/50)l$ и ширину $b = (0,4 \dots 0,5)h$. Сечение арки - прямоугольное и двутавровое, обычно с симметричным армированием, так как возможны моменты разных знаков. В стенке двутавра могут устраиваться отверстия для пропуска коммуникаций.

Арки собирают из отдельных блоков длиной 6м (рис.33,4,а). Между собой блоки соединяют ванной сваркой выпусков продольной арматуры с последующим замоноличиванием стыков мелкозернистым бетоном. По аркам укладывают железобетонные плиты $l = 6 \dots 12\text{м}$, крепящихся к верхнему поясу с помощью сварки закладных деталей и выполняющие функцию горизонтальных связей. Затяжки железобетонных арок, как правило, выполняют предварительно напряженными. Они мало податливы, поэтому изгибающие моменты от смещения опор в таких арках на 30...45% меньше, чем в арках с ненапряженными железобетонными или стальными затяжками. Для уменьшения провисания затяжек устраивают подвески через 6м.

В строительстве находят также применение высокие арки больших пролетов, обычно трехшарнирные. Ось их очерчена по дуге окружности или по более сложной кривой. Сечение арки сплошное или решетчатое.

Арки выполняют из бетонов классов В22,5...В40, рабочая арматура арки - из стали класса А-III, затяжки предварительно напряженной стержневой стали класса А-IV и выше, проволочная - В-П и канаты К-17, К-19.

Рассчитывают арки на нагрузку от собственной массы и массы покрытия, нагрузку от снега и сосредоточенные нагрузки от подвесного транспорта. Арки большого подъема рассчитывают также на действие ветра.

Определение усилий производят методами строительной механики. Двухшарнирная арка с затяжкой является статически неопределимой системой с одним неизвестным. При ее расчете задаются сечениями арки и затяжки и определяют неизвестное усилие распора из уравнения метода сил (рис.33,4,б).

В практике проектирования величину распора пологой железобетонной арки постоянного по длине сечения, очерченной по дуге окружности или квадратной параболы, определяют по формуле (при равномерно распределенной нагрузке)

$$(33,г)$$

где k - коэффициент, учитывающий упругую податливость затяжки, предварительно принимают

$$k= 0,9$$

По найденному значению распора в нескольких сечениях арки определяют M и Q по известным формулам

$$(33,з)$$

33.5. ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ПОДКРАНОВЫЕ БАЛКИ

Железобетонные подкрановые балки рекомендуется применять при кранах среднего ($Q < 30т$) и легкого режимов работы. Основными их достоинствами по сравнению со стальными является пониженный (до 50%) расход металла, повышенная огнестойкость, отсутствие эксплуатационных расходов, а большая масса способствует лучшей работе на динамическую нагрузку. При кранах среднего ($Q > 30т$) и тяжелого режимов работы целесообразно применять стальные балки.

Железобетонные подкрановые балки проектируют разрезными (в целях упрощения монтажа), с параллельными поясами, пролет их равен шагу поперечных рам -6 или 12 м. Высоту сечения принимают $(1/8...1/10)l$. Наиболее целесообразно тавровое сечение балки в пролете 6м. При пролете 12м применяют двутавровое сечение, что диктуется условиями размещения значительного количества напрягаемой арматуры в нижней зоне сечения. Развитая верхняя полка повышает жесткость балки в горизонтальном направлении, улучшает условия монтажа и эксплуатации крановых путей и крана. Обычно толщину верхней полки принимают $h = (1/7...1/8)h$, ширину $b=(1/10...1/20)l=500...650$ mm

Балки выполняют предварительно напряженными с натяжением на упоры. Бетон балок - классов В 22,5...В40.

Крепление балок к колоннам осуществляется с помощью болтовых соединений с последующей обваркой шайб и гаек. Передача тормозных усилий от крана на колонну осуществляется с помощью ребер жесткости, привариваемых к закладным деталям подкрановой балки и колонны. Крепление подкрановых путей к верхнему поясу осуществляется с помощью стальных накладок- "лапок" и болтов.

Расчет подкрановых балок выполняют на нагрузку от собственной массы балки и кранового пути, а также от вертикального давления колес кранов и силы поперечного торможения. Расчет балок производят по прочности и выносливости (первая группа предельных состояний), трещиностойкости и деформациям (вторая группа). При расчете прочности балку разбивают несколькими сечениями по длине, в каждом из которых находят M и Q от собственной массы балки и пути, а также нагрузки от двух максимально

сближенных кранов. Усилия в каждом сечении от крановой нагрузки находят, загружая соответствующие линии влияния (M или Q).

Расчетное сечение на вертикальные нагрузки - двутавровое и тавровое. При расчете на горизонтальную нагрузку в расчет вводят только верхнюю полку, при этом в целях упрощения сила считается приложенной в центре тяжести сечения верхней полки (рис.33,5,б). Подобранные по прочности сечения балки и продольной арматуры проверяют расчетом на выносливость.

При многократно повторных нагружениях бетон и стальная арматура разрушаются при напряжениях, меньших, чем при статическом нагружении. Расчетные значения предела выносливости арматуры и бетона определяют путем умножения R и R на коэффициенты

Расчет на выносливость производится на действие нормальной нагрузки от одного крана с коэффициентом 0,6 для кранов среднего режима работы и ($=1$), на нагрузки от собственной массы балки и подкранового пути, а также усилия предварительного обжатия. Выносливость балки считают обеспеченной, если крайевые напряжения в бетоне и арматуре, определяемые как для упругого тела, не превышают расчетных значений пределов выносливости

$$(33.4)$$

где

$$(33.5)$$

-коэффициент приведения арматуры к бетону ; R определяют с учетом всех потерь;

- расстояния от центра тяжести сечения до растянутой арматуры и крайних волокон сжатого бетона; A_{red} и I_{red} -площадь и момент инерции приведенного сечения.

Если условия не выполняются, нужно изменить сечение бетона или арматуры.

ЛЕКЦИЯ №33.

33.6. ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОЛОННЫ

Сборные типовые железобетонные колонны, входящие в состав поперечных рам,применяют при $H < 18м$, $B < 12м$ и $Q < 50т$. При большей высоте здания, шаге колонн и грузоподъемности кранов используют стальные колонны, а железобетонные - при специальном обосновании.

Колонны бывают сплошные прямоугольного и двутаврового сечения, а также двухветвенные (рис.33.6,а..в) Двутавровые экономичнее прямоугольных по расходу материала (до 20% бетона),но более трудоемки в изготовлении. Поэтому в настоящее время типовые колонны делают прямоугольного сечения. По мере совершенствования технологии применения колонн двутаврового сечения может оказаться целесообразным и дать экономию по стоимости до 35...45%.

Сплошные колонны с консолями используют в зданиях,оборудованных мостовыми кранами грузоподъемностью $< 30т$, при высоте от пола до головки кранового рельса $H < 10,8м$ и $B < 12м$. Двухветвенные колонны рациональны при $Q > 30т$, $H > 10,8м$ и $B > 12м$, а также в случаях, когда высота сечения нижней части колонны превышает 1м. В бескрановых цехах обычно применяют колонны постоянного сечения по высоте.

Высота (м) сечения крайних колонн в надкрановой части назначается из условия размещения кранового оборудования при нулевой привязке.

Высота сечения верхней части средних колонн назначается с учетом условий опирания двух ригелей на торец колонны; если $h < 60\text{см}$, по верху колонны устраивают симметричные двусторонние консоли. Высоту сечения подкрановой части определяют условиями прочности и пространственной жесткости здания и на основании опыта проектирования:

$$h = (1/9 \dots 1/12)H.$$

Ширину колонны "в"- из условия изготовления принимают постоянной по всей высоте: для колонн крайнего и среднего ряда с шагом 6м - не менее 40см, а шагом 12м - не менее 50 см. Кроме того, ширина b должна удовлетворять требованиям жесткости и быть не менее $1/25H$.

Размеры сечений колонн округляются до величин, кратных 10см, причем значение h - в меньшую сторону, а b и h - в большую. Сквозные колонны имеют в нижней части две ветви высотой сечения $h = 20; 25; 30\text{см}$, соединенные распорками (рис.33,3д). Высоту сечения распорок, кроме верхней, обычно принимают равной 40см. Расстояние между распорками - 2...3м, а от уровня пола до низа второй распорки не менее 1,8м. Верх первой распорки не должен выступать за уровень пола (для обеспечения прохода). Расстояние между осями ветвей тоже должно обеспечивать свободный проход людей.

В колоннах предусматривается устройство закладных деталей для установки стропильных конструкций, стеновых панелей и подкрановых балок.

Для колонн в настоящее время используют бетон классов В15...В30. Применение бетона более высоких классов позволяет получить существенную экономию. Так, применение бетона класса В50 в колоннах двутаврового сечения дает экономию бетона 25% по сравнению с колоннами из бетона класса В22,5.

На колонны одноэтажных промышленных зданий распространяются все требования по конструированию внецентренно сжатых элементов. В частности, продольная рабочая арматура выполняется из стали класса А-III $d > 16\text{мм}$, поперечная - класса А-1. Расстояние между осями продольных рабочих стержней не должно быть более 400мм. В противном случае устанавливают дополнительные конструктивные стержни $d > 12\text{мм}$.

Колонны рассчитывают на внецентренное сжатие на усилия, найденные при расчете поперечной рамы. Подбор арматуры сплошных колонн производят по формулам для внецентренно сжатых элементов с учетом продольного изгиба для каждого расчетного сечения при невыгодных комбинациях загрузки (M, N ; M, N ; M, N). При близких по величине моментах разных знаков целесообразно подбирать симметричную арматуру.

Расчетную длину l сборных железобетонных колонн принимают согласно СНиП. Например, для однопролетных зданий без мостовых кранов $l = 1,5 H$, многопролетных - $l = 1,2H$.

Двухветвевые колонны в нижней части представляют собой многоэтажную раму. В целях упрощения расчета принимают, что продольная сила распределяется между ветвями по закону рычага, а изгибающие моменты в ветвях определяют из условия, что нулевые точки моментов расположены в середине высоты панелей (рис.33.6,е). В соответствии с этим продольные силы в ветвях колонны

$$(33.7)$$

где M, N - расчетные усилия по оси двухветвевой колонны;

Изгибающий момент в ветви

$$(33.8)$$

Изгибающий момент в распорке равен сумме моментов в узле

$$(33.9)$$

Поперечная сила в распорке

(33.10)

Если одна из ветвей в каком-либо сечении окажется растянутой ($N < 0$), то моменты в сжатой ветви и распорке определяют из условия передачи всей поперечной силы в этом сечении на сжатую ветвь.

Помимо расчета колонн в плоскости поперечной рамы производят проверку их прочности из плоскости рамы на действие продольной силы N со случайным эксцентриситетом. Колонны тоже должны быть проверены на усилия, возникающие при изготовлении, транспортировании и монтаже.

ЛЕКЦИЯ №34.

РАСЧЕТ ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЫ ОДНОЭТАЖНОГО ПРОМЫШЛЕННОГО ЗДАНИЯ

Рассматриваемые вопросы:

32.1. Нагрузки на поперечную раму.

32.2. Порядок расчета поперечной рамы.

Целью статического расчета поперечной рамы является определение усилий и перемещений в ее элементах.

Поперечная рама состоит из колонн, жестко заземленных в фундаментах и опирающихся на них ригелей (фермы, арки, балки покрытия) шарнирно соединенных с колонной. Поперечные рамы температурного блока связаны между собой диском перекрытия, обеспечивающего совместную работу поперечных рам. Если нагрузка приложена одновременно ко всем рамам температурного блока (ветровая, снеговая, масса конструкций), то рамы находятся в одинаковых условиях и расчет каждой из них может производиться независимо. Если же нагрузка приложена к одной или нескольким рамам (крановая), то незагруженные рамы будут оказывать сопротивление указанному воздействию. В этом случае необходимо учитывать пространственную работу каркаса.

Поперечные рамы одноэтажного промышленного здания рассчитывают на воздействие: постоянных нагрузок - масса покрытия, навесных стеновых панелей, собственной массы каркаса, массы подкрановых балок и т.п., временных нагрузок (длительных и кратковременных). К длительным относятся нагрузки от массы стационарного оборудования, одного мостового крана с коэффициентом 0.6 и часть снеговой нагрузки (30%). Кратковременной считают ветровую нагрузку, нагрузку от двух сближенных кранов и часть снеговой (70%). В необходимых случаях при расчете рам следует учитывать также особые воздействия: сейсмические; воздействия, вызванные авариями технологического оборудования; просадкой грунтового основания и т.п.

Расчет рамы выполняют на основные и особые сочетания нагрузок.

32.1. Нагрузки на поперечную раму.

а)- Постоянная нагрузка от массы покрытия

Передается на колонну как вертикальное опорное давление ригеля

$$N_g = g \cdot B \cdot L / 2 + G / 2,$$

где g - расчетная нагрузка от массы кровли и плит покрытия, кН/м²;

B - шаг поперечных рам;

L- пролет рамы;
G- нагрузка от массы ригеля.

Точка приложения данного давления определяется на расстоянии одной трети длины площадки опирания ригеля на колонну. Эксцентриситет приложения этого вида нагрузки определяется по отношению к геометрической оси верхней (надкрановой) и нижней (подкрановой) части колонны.

б)-Постоянная нагрузка от массы стеновых панелей

Передается на колонну как продольная сила N_{wp} равная массе стеновых панелей и остекленных оконных переплетов в местах опирания панелей - перемычек с эксцентриситетом, равным полусумме толщины стены и высоты сечения колонны.

в)-Постоянная нагрузка от массы подкрановых балок и кранового рельса Передается на колонну как продольная сила N_g равная массе подкрановой балки (определяется по справочнику) и массе кранового рельса с прокладками. Вертикальное давление N_g передается на подкрановую часть колонны с эксцентриситетом:

$$e=f+a-0,5h \text{ (для колонн крайнего ряда) или}$$

$$e= f \text{ (для колонн среднего ряда),}$$

где f - привязка подкрановых балок к продольным разбивочными осям,

для кранов грузоподъемностью до 50т включительно $f=0.75м$,

для кранов грузоподъемностью более 50т $f=1.0м$;

a - привязка колонн к продольным разбивочными осям ("нулевая", 250мм или 500мм).

h - высота сечения нижней (подкрановой) части колонны.

г)- снеговая нагрузка на покрытие приложена к ригелю покрытия в виде распределенной нагрузки и передается на колонну как вертикальное опорное давление ригеля P_s

$$P_s= S*B*L/2.$$

$$S= s*c*k,$$

где s -нормативный вес снегового покрова, устанавливаемый в соответствии с нормами в зависи-мости от географического района;

k - коэффициент надежности по нагрузке ;

c - коэффициент зависящий от профиля кровли.

Эксцентриситет приложения этого вида нагрузки на колонну принимается таким же, как и для нагрузки от собственной массы покрытия.

д)- ветровая нагрузка w_0 принимается нормально приложенной виде распределенной к вертикальной поверхности сооружения.

$$w_0 = p*k*c,$$

где p - скоростной напор, принимаемый в соответствии с нормами в зависимости от географического района;

k - коэффициент, учитывающий изменение скоростного напора по высоте и тип местности;

c - аэродинамический коэффициент, принимаемый по нормам, для вертикальных поверхностей $c=0.8$ при положительном направлении давления (напор); $c=0.4..0.6$ при отрицательном давлении (отсос).

Ветровая нагрузка на колонны, передающаяся со стеновых панелей, считается распределенной w_0 , а передающаяся на часть здания выше колонн - приводится к сосредоточенной силе W , приложенной в уровне верха колонн.

е)- нагрузки от мостовых кранов

Мостовой кран сообщает каркасу вертикальные и горизонтальные нагрузки. Максимальное давление на колесо крана P_{max} возникает при крайнем положении тележки крана при крайнем положении тележки с полным грузом; при этом с противоположной стороны действует нагрузка P_{min} .

Вертикальная нагрузка на крайнюю колонну вычисляется от действия двух сближенных кранов по линиям влияния от опорных реакций подкрановых балок с коэффициентом сочетания 0.85.

$$D_{max} = P_{max} * S_{y_{min}}$$

где: S_y -максимально возможная сумма ординат линия влияния опорного давления под колесами кранов (максимальное значение S_y будет получена при расположении одного колеса одного из кранов на опоре).

Вертикальная нагрузка на среднюю колонну вычисляется аналогично от четырех сближенных кранов с коэффициентом сочетания 0.7.

Вертикальное давление D_{max} , D_{min} передается через подкрановые балки на подкрановую часть колонн с точки приложения силы N_g от массы подкрановых балок и кранового рельса.

При торможении крана и грузовой тележки с грузом могут возникать продольные и поперечные усилия. Горизонтальная поперечная нагрузка возникает при торможении грузовой тележки крана с грузом и передается на один путь и принимается:

$$\text{при гибком подвесе груза: } T = (Q+Q_c)/20n,$$

$$\text{при жестком подвесе груза: } T = (Q+Q_c)/10n.$$

Горизонтальная сила на колонну определяется от действия двух сближенных кранов по линиям влияния.

$$T_{max} = T * S_y;$$

Продольная горизонтальная сила, направленная вдоль кранового пути, вызываемая торможением крана, передается на ряд колонн температурного блока

$$T_{long} = 0.1 * Z_{pmax},$$

где 0.1 - коэффициент трения.

Эта сила воспринимается вертикальными связями по колоннам. Точка приложения горизонтальной силы на колонну соответствует месту крепления полки подкрановой балки к надкрановой части колонны.

32.2. Порядок расчета поперечной рамы.

Расчет поперечной рамы промышленного здания в условиях проектного института выполняется с применением ЭВМ с использованием стандартных расчетных программных комплексов (таких как "Прокруст", "Полифем", "Лири", «Мираж» и др.). Однако для эксплуатации таких программ инженер должен обладать необходимыми знаниями в составлении исходных данных для расчета и умением провести квалифицированный анализ полученных результатов расчета на ЭВМ.

"Ручной" метод расчета поперечной рамы промышленного здания выполняется одним из методов строительной механики. Учитывая, что у большинства одноэтажных промышленных зданий ригели проектируют на одном уровне по высоте, а жесткость их в своей плоскости значительно выше жесткости колонн и может быть принята близкой к абсолютной жесткости.

Расчет рам наиболее просто производить методом перемещений. В этом случае основная система получается введением связи, препятствующей горизонтальному смещению.

Определение усилий в стойках рамы производится в такой последовательности:

1. Задаются размерами сечения колонн и определяют их жесткость как для бетонных сечений в предположении упругой работы материалов.

2. Верхним концам колонн задают единичное $s=1$ и определяют реакцию V_s в основной системе от этого смещения

3. Определяют сумму реакций всех колонн от смещения s

$$r = E \cdot V_s.$$

4. Определяют реакции V_i в стойках в основной системе от внешних нагрузок (каждой в отдельности) по таблицам как для стоек переменного сечения.

Для каждого i -того вида загрузки находят R_i равную сумме реакций во всех стойках $R_i = E \cdot V_i$.

5. Для рассчитываемых загружений составляют каноническое уравнение, выражающее равенство нулю усилий во введенной горизонтальной связи

$$c \cdot r \cdot s + R_i = 0,$$

и находят значение s .

Здесь c - коэффициент, учитывающий пространственную работу каркаса при действии крановой нагрузки; в зависимости от шага колонн и длины температурного блока $c=3.4 \dots 4.6$. Значение c тем больше, чем меньше шаг колонн и больше длина температурного блока. При действии остальных нагрузок $c=1$.

6. Для каждой стойки при соответствующем виде загрузки вычисляют упругую реакцию

$$V = V_i + s \cdot V_s.$$

7. Определяют изгибающие моменты M , продольные N и поперечные Q силы в каждой колонне, как в консольной балке от действия опорной реакции V и внешних нагрузок. Эпюры усилий строят для каждого вида нагрузок, действующих на расу. Для расчета колонны необходимо знать усилия как минимум в четырех сечениях: в верхней части колонны, в сечении над крановой консолью, под крановой консолью, в основании колонны.

8. Составляют таблицы M , N , Q и в указанных сечениях устанавливают расчетные (основные и особые) сочетания усилий.

Согласно нормам основное сочетание нагрузок может включать :

а) постоянную, временные длительные и одну кратковременную, вводимую с коэффициентом сочетания, равным 1, или

б) постоянную, временные длительные, а также две и более кратковременные, вводимые с коэффициентом сочетания, равным 0.9.

Рама, имеющие перепады высот покрытия, следует рассчитывать как системы с несколькими неизвестными. Однако при $B_1/B_2 > 5$ в качестве расчетной схемы может быть принята однопролетная рама. Нагрузки с пристройки передаются на основную раму в виде горизонтальных и вертикальных реакций.

Для подбора арматуры оказывается достаточным составить лишь несколько наиболее невыгодных сочетаний, определяющих следующие значения усилий M и N :

1) Наибольший положительный момент M_{\max} и соответствующего значения продольной силы N ;

2) Наибольший по абсолютной величине отрицательный момент M_{\min} и соответствующего значения продольной силы N ;

3) Наибольшее значение продольной силы N соответствующего значения изгибающего момента M ;

ТЕМА №14: КОНСТРУКЦИИ МНОГОЭТАЖНЫХ КАРКАСНЫХ И ПАНЕЛЬНЫХ ЗДАНИЙ (8 часов)

Лекция 35.

Общая характеристика. Конструктивные схемы несущих систем. Основные положения расчета.

Многоэтажные здания применяются в промышленном энергетическом и гражданском строительстве. В промышленном строительстве они служат для размещения таких производств, которые связаны с изготовлением приборов машин и оборудования с ограниченной массой и габаритами отдельного изделия (радио- и приборостроения, изготовление вычислительной техники и средств автоматизации, электротехнической промышленности, мелкое машиностроение, легкая промышленность и т. п.) или для размещения технологических процессов переработки сыпучих, жидких или газообразных сред (химическая, пищевая, фармацевтическая промышленность, обогащение полезных ископаемых и т. п.); кроме того, в многоэтажных зданиях размещают различные вспомогательные производства промышленных предприятий, ремонтные, инженерно-лабораторные и т. п. корпуса, административные и бытовые подразделения.

В энергетике это главные и вспомогательные корпуса тепловых и атомных электростанций.

В любых отраслях это могут быть склады, в том числе для хранения портящихся пищевых продуктов – холодильники, гаражи и т. п.

В гражданском строительстве это, в основном, жилые здания, здания культурного и социально-бытового назначения, учреждения науки здравоохранения, культуры, торговли административные органы, офисы, банки и т. п. д.

Как в одноэтажных зданиях, различают в соответствии с функциональным назначением ограждающую и несущую системы.

Ограждающая система включает стеновое ограждение и покрытие, несущая система – перекрытие, каркас, фундамент. Однако, покрытие несущими элементами входит также в состав несущей системы; кроме того, стены могут несущими, то есть, участвовать в работе всего здания на нагрузки и воздействия и сочетать несущие и ограждающие функции. Таким образом, ограждающая система может частично или полностью включаться в состав несущей системы, совмещая обе функции.

Следует отметить, что даже в тех случаях, когда стены не участвуют в восприятии всех действующих нагрузок, они воспринимают нагрузку от собственного веса и ветровую нагрузку. При этом стены, передающие эти нагрузки на собственный фундамент или обвязочные балки каркаса, называются самонесущими по высоте.

Обычно стены выполняются каменными, монолитными и железобетонными или панельными – из сборных железобетонных панелей.

Если сборные железобетонные панели опираются на каркас, стены называются навесными.

Каркас по конструктивной схеме может быть рамным, рамно-связевым или связевым в продольном и поперечном направлениях, при этом тип каркаса в одном из

этих направлений устанавливается независимо от типа каркаса в другом направлении. (рис. 41.1).

Каркас включает колонны, ригели и, когда это необходимо, связи. Колонны размещаются в узлах разбивочной сетки, обычно-ортогональной, хотя в последнее время это требование часто игнорируется из компоновочных требований.

Рамный каркас (рис. 41.2) состоит из колонн и ригелей, а их сопряжение осуществляется жестком ("рамном"), когда обеспечивается совместность линейных и угловых перемещений краевых сечений сопрягаемых элементов. При этом также обеспечивается способность каркаса сопротивляться действию вертикальных и горизонтальных нагрузок, его неизменяемость и устойчивость на всех стадиях строительства и эксплуатации.

В связевом каркасе (рис. 41.3) сопряжение ригелей с колоннами выполняются шарнирными, что позволяет существенно снизить материалы – и трудоемкость стыков; однако. Для обеспечения неизменяемости и устойчивости каркаса, его способности воспринимать нагрузки и воздействия вводятся специальные элементы – связи, которые могут выполняться либо в виде железобетонных связевых диафрагм (Рис. 41.3а), либо, при необходимости обеспечения габаритов для размещения оборудования, проходов для людей или транспортных средств, – порталные связи (Рис. 41.3в).

Когда в одном из направлений (или в обоих направлениях) в плоскостях различных параллельных данному направлению разбивочных осей расположены как рамные, так и связевые плоские фрагменты каркаса (плоские рамы и плоские связевые элементы – фермы при стержневых связях и пластины при связевых диафрагмах), каркас называется рамно-связевым.

Перекрытия и покрытия, образуя жесткие в своей плоскости диски, обеспечивают совместную работу всего каркаса даже при наличии местных горизонтальных или несимметрично приложенных вертикальных нагрузок.

Монолитные и сборно-монолитные железобетонные каркасы, как правило, бывают рамными в обоих направлениях, а сборные – любого из названных типов.

Все здания имеют лестничные или лестнично-лифтовые отделения, ограждаемые капитальными стенами. В связевых и рамно-связевых системах эти ограждения включаются в общую несущую систему здания.

Элементы несущей системы многоэтажных зданий воспринимают следующие нагрузки и воздействия:

- постоянные –
- собственный вес конструкций;
- вес опирающихся конструкций;
- давление грунта;
- временные длительно действующие –
- вес стационарного оборудования;
- давление газов, жидкостей и сыпучих тел в емкостях;
- вес хранимого содержимого складов, архивов, библиотек;
- обусловленная нормами часть временной нагрузки от веса людей и др. для жилых и гражданских зданий, вспомогательных помещений промышленных предприятий;
- обусловленная нормами часть снеговой нагрузки;
- обусловленная нормами часть нагрузки от мостовых или подвесных кранов;

длительные температурные технологические воздействия;
деформации основания на изменения структуры грунтов;
кратковременные–
вес людей, деталей, материалов на перекрытиях промзданий, согласно заданию технологов;

часть нагрузки на перекрытия гражданских зданий;
нагрузки, возникающие при изготовлении, перевозке, монтаже;
нагрузки от кранового оборудования;
снеговые нагрузки;
температурные климатические воздействия;
особые–
сейсмические;
взрывные;
нагрузки, возникающие при нарушениях технологического процесса или выхода из строя оборудования;

воздействие неравномерных осадок основания, сопровождающихся коренным изменением структуры грунта (деформации просадочных грунтов при замачивании, деформации поверхности над горными выработками и карстами и т.д.).

В случаях, когда часть нагрузки согласно норм учитывается как длительно действующая, эта часть нагрузки используется при расчете по предельным состояниям второй группы, а полные значения этих же нагрузок относятся к кратковременным.

Учет различных нагрузок и воздействий рассматривался в первой части курса. Здесь мы остановимся на отдельных вопросах определения ветровых нагрузок, специфических для многоэтажных зданий высоких и средней этажности.

Ветровая нагрузка согласно СНиП 2.01.07-85 определяется как сумма средней и пульсационной составляющих. Для зданий высотой менее 40м пульсационную составляющую можно не учитывать.

Средняя составляющая равна установившемуся скоростному давлению. Это давление изменяется по высоте сооружения, от района к району, а также зависит от конфигурации здания определяющей его аэродинамические свойства, и от характера местности (открытая или с местными препятствиями различной высоты). Поэтому нормативные значения средней составляющей ветровой нагрузки согласно норм определяется по формуле

$$w_m = w_0 k c$$

где w_0 – нормативное значение ветрового давления (на уровне земли), определяемое нормами в зависимости от района, где расположен объект; k – коэффициент изменения ветрового давления по высоте здания в зависимости от типа местности; c – аэродинамический коэффициент, определяемый геометрией сооружения. Для определения величин w_0 , k и c в СНиП 2.01.07-85 приведены таблицы. Следует иметь ввиду, что нормы различают два случая определения давления ветра: первый случай – это определение проекций равнодействующей давления в пределах 1м высота сооружения (силы давления) на направление ветра (лобовое сопротивление) и на нормаль к давлению ветра (подъемная сила), и второй случай – это определение местного давления на единицу площади поверхности здания.

Фактически при пользовании приведенной формулой в первом случае проекции равнодействующей определяются в расчете на единицу площади вертикального сечения здания плоскостью, перпендикулярной направлению ветра (для лобового сопротивления) или параллельной этому направлению (для подъемной силы). Соответствующие аэродинамические коэффициенты называются в таблице СНиП k_x и k_y .

Для зданий простой прямоугольной формы в плане при определенном соотношении сторон можно принять $k_x = 1.4$, $k_y = 0$.

Для второго случая различают давление на стену снаружи внутрь w_e , изнутри наружу w_i , также по касательной к стене w_f .

Ветровое давление определяют по первому случаю; по второму случаю его определяют, когда необходимо рассчитать элемент стены на местный изгиб либо когда стена представляет собой сплошную тонкостенную конструкцию (складчатую систему либо оболочку) и выполняется ее расчет по соответствующей пространственной расчетной схеме (а не как консольного стержня).

Пульсационная составляющая ветровой нагрузки возникает как следствие порывов ветра и соответствующей динамической реакции здания на эти порывы.

Поэтому она зависит от характера пульсации ветра, от пространственной корреляции пульсаций (то-есть, от статической зависимости пульсаций ветра в двух любых различных точках) и от динамических свойств здания – частот его собственных колебаний, декремента затухания.

В зависимости от соотношения частот собственных колебаний и определенной граничной частоты f_e , заданной специальной таблицей, СНиП дает различные формулы для определения нормативного значения пульсационной составляющей. В эти формулы включаются коэффициенты: ξ_d – динамичности, ζ – пульсации давления ветра, ν – коэффициент пространственной корреляции пульсации давления ветра. Коэффициент динамичности определяется при помощи графика (СНиП дает отдельно график для стальной несущей системы и для железобетонной или каменной несущей системы, что отражает различие декрементов затухания для таких систем), по оси абсцисс которого откладывается параметр $\varepsilon = \sqrt{\gamma_f w_0} / (940 f_1)$, где $\gamma_f = 1.4$ – коэффициент надежности по нагрузке при расчете по первой группе предельных состояний (декремент затухания определяется по расчетному уровню ветровой нагрузки на отметке поверхности земли); f_1 – частота собственных колебаний по первой форме, c^{-1} ; w_0 – в Па.

Коэффициент пульсаций давления ветра определяется по таблице в зависимости от высоты и типа местности. Коэффициент корреляции пульсаций давления ветра зависит от размеров сторон расчетной плоскости; для зданий обычных размеров может быть принято $\nu = 0.6$.

Наиболее достоверные результаты могут быть получены с учетом реальных форм собственных колебаний зданий при расчете на ЭВМ; ряд программ, реализующих, например, МКЭ ("Лира", "Мираж", "Прокруст") позволяет это выполнить.

П.Ф. Дроздов рекомендует при расчете вручную определять нормативное значение пульсационной составляющей ветровой нагрузки по упрощенной формуле

согласно рекомендациям СНиП для зданий с постоянными по высоте: шириной фасада, массой единицы высоты и жесткостью:

$$w_p = 1.4 \frac{z}{H} \xi_d w_{mH} \zeta v$$

где z – отметка участка, для которого определяется давление; H – высота здания; ξ_d – коэффициент динамичности; w_{mH} – нормативное значение средней составляющей ветрового давления на отметке верха сооружения. ζ – коэффициент пульсации давления ветра; v – коэффициент пространственной корреляции пульсаций давления ветра.

Расчетные значения ветровой нагрузки

$$w = (w_m + w_p) \gamma_f;$$

$\gamma_f = 1.4$ при расчете по предельным состояниям первой группы и $\gamma_f = 1.0$ при расчете по предельным состояниям второй группы.

Для определения первой частоты собственных колебаний для зданий прямоугольной формы в плане и с постоянными жесткостью, распределенной массой и высотой этажа по всей высоте здания можно воспользоваться формулой

$$f_1 = \lambda/n,$$

где для рамно-связевых несущих систем $\lambda = 0.075$, для рамных систем $\lambda = 11.1$; n – количество этажей.

Ускорение колебаний верхнего этажа:

$$a = 0.2 \gamma_f w_{mH} \xi_d A_3 \eta_{11} / m$$

где A_3 – площадь наветренной поверхности этажа; η_{11} – коэффициент первой формы колебаний для верхнего этажа; m – масса этажа.

При расчете по предельным состояниям первой группы проверяются прочность и устойчивость элементов несущей и ограждающей систем; при расчете по предельным состояниям второй группы проверяется трещиностойкость и перемещения всех железобетонных элементов, а также величины, специфические для высоких зданий – ускорение колебаний для перекрытий (оно не должно превышать $0,150 \text{ м} \cdot \text{с}^{-2}$) и прогиб в уровне верха здания (он не должен превышать $H/500$, где H – высота здания, м).

Расчет несущих систем выполняют в настоящее время при помощи ЭВМ, обычно используются программы реализующие МКЭ ("Лири", "Мираж", "Прокруст" и т. п.)

Действующие нормы (СНиП 2.03.01-84*) рекомендуют при этом (при наличии программного обеспечения) учитывать физическую и геометрическую нелинейность (физическая нелинейность системы – отклонение деформативных свойств материала конструкций от линейно-упругих; геометрическая нелинейность – влияние отклонения деформированной схемы рамы от исходной расчетной схемы на результат расчет).

Так как неизвестно заранее, какие сочетания внутренних усилий в сечении (N , Q , M – для плоских, N , Q_x , Q_y , M_x , M_y , $M_{кр}$ – для пространственных рам являются самыми опасными для сечения, (но часто известно, какие сочетания нагрузок дают наибольшие по абсолютной величине величины этих усилий), приходится формировать расчетные сочетания нагрузок, каждое из которых входят все постоянные нагрузки и те из временных нагрузок, которые создают наибольшие по абсолютной величине значение одного из внутренних усилий. Теоретически таких сочетаний должно быть шесть для плоской рамы и двенадцать – для пространственной (так как обобщенное усилие может иметь различный знак), однако, во-первых, при расчете стоек обычно не учитывается

поперечная сила, а при расчете ригелей – продольная сила, и, во-вторых, нормальная сила в стойке, как правило, принимается только сжимающей.

Наибольшие сжимающие усилия в стойке возникают в сочетании "полная нагрузка на пролете ригелей, опирающихся на эту стойку, и далее – через один пролет"; наибольшие опорные изгибающие моменты в ригеле возникают при расположении временной нагрузки в соседних с опорой пролетах и далее – через один пролет, а наибольшие пролетные моменты – при расположении временных нагрузок через один пролет и через один этаж. В общем случае подбор сочетаний осуществляется из всех возможных прослеживанием знака возникающего при этом расчетного усилия. Количество сочетаний реально значительно уменьшается, если учесть, что внутренние усилия от временной нагрузки в каком-либо пролете быстро уменьшается с удалением от этого пролета. Расчетные длины стоек при определении η равны: 1 для сборных и 0.7l для монолитных каркасов.

Конструкции многоэтажных промышленных зданий

Объемно-планировочные решения многоэтажных промышленных зданий характеризуются следующими данными, предопределяющими их основные конструктивные решения.

Разбивочная сетка колонн обычно ортогональная, хотя в последнее время в интересах более рациональной компоновки допускается отклонение от этого правила. Шаг колонн, пролет ригелей и высоты этажей обычно назначаются в соответствии с требованиями унификации. Чаще всего сетка колонн принимается 6х6м, но иногда, в особенности, при необходимости размещения крупногабаритного оборудования, в части здания или во всем здании принимаются сетки 9х6м, 12х6м. Последняя сетка предпочтительна при ограниченных нагрузках (до 10кН/м²). Ширина здания обычно находится в пределах 18...36м, хотя в предельных случаях может быть выходить за эти пределы. Высоты этажей кратны 1.2м: 3.6м; 4.8м; 6.0м, для первого этажа возможно 7.2м. Иногда (например, в главных корпусах обогатительных фабрик) требуется размещение крупногабаритного оборудования на верхних этажах, и тогда сетка колонн на этих этажах и их высота увеличиваются. Эти этажи, как правило, обслуживаются мостовыми кранами.

Каркасы и перекрытия многоэтажных промышленных зданий обычно выполняют в сборном железобетоне, причем необходимость установки тяжелого оборудования и организации вертикального транспорта продукта или узлов машин и оборудования при их монтаже, ремонте и демонтаже обуславливает необходимость устройства монолитных участков перекрытий. Сборные железобетонные каркасы промзданий обычно решаются в поперечном направлении как рамные, а в продольном – как связевые, причем в качестве связей чаще используется стальные крестовые или порталные стержневые системы (они вместе с колоннами образуют связевые фермы) либо связевые диафрагмы. Стержневые связи обычно удобнее с точки зрения размещения технологического процесса. При невозможности размещения связей (размещение стационарного или подвижного оборудования) принимают в обоих направлениях рамную конструктивную схему.

При значительных нагрузках на перекрытия, крупногабаритном и тяжелом оборудовании, невозможности унифицировать высоты этажей, необходимости

изменять отметки перекрытия на соседних участках на величину, меньшую унифицированной высоты этажа (это часто встречается на углеобогатительных фабриках Донбасса) каркасы и перекрытия выполняются из монолитного или сборно-монолитного железобетона. В таких случаях конструктивная схема каркаса принимается рамной в обоих направлениях. Иногда такие каркасы армируют несущей арматурой, к которой крепятся опалубка, леса, подмости и т. д. Перекрытия – балочные, монолитные железобетонные, из ребристых плит (возможны монолитные участки). Сетки колонн с малыми шагами, о которых говорилось выше (6x6, 6x9, 6x12м) в ряде случаев не позволяют разместить крупногабаритное оборудование, мостовые краны, и, что очень важно, осуществлять в дальнейшем реконструкцию и переоборудование производства с перемещением и заменой оборудования. Часто размещаемая в здании технология требует гибкой планировки, больших свободных площадей. В таких случаях оказываются удобными так называемые универсальные промышленные здания. Они отличаются большими размерами ячейки сетки колонн (18x6, 18x12, 24x6м), а большие пролеты (18 и 24м) перекрываются фермами, обычно – безраскосными. В межферменном пространстве также размещаются этажи с оборудованием и коммуникациями и вспомогательные помещения (бытовые, складские и др.). Высота межферменных этажей 2,4; 3,0; 3,6м.

Как было указано выше, ряде случаев в многоэтажных зданиях устраивают монолитные, сборные или сборно-монолитные безбалочные перекрытия (здания складов, холодильников, мясокомбинатов и другие здания с временной нагрузкой – 10кН/м^2 и более). Это позволяет снизить общую высоту здания, материалоемкость стен. В таких зданиях плита перекрытия одновременно выполняет и роль ригеля в продольном и поперечном направлениях. Для опирания безбалочной плиты в колоннах устраиваются капители. Изгибающие моменты в безбалочной плите, соответствующие изгибающим моментам в ригелях зданий с балочными перекрытиями, в основном действуют в пределах надколонных панелей сборных или сборно-монолитных перекрытий или межколонных полос монолитных перекрытий.

Иногда здание с безбалочными перекрытиями (промышленное или гражданское) возводят методом подъема перекрытий или методом подъема этажей. Такие здания имеют некоторые конструктивные отличия.

В первом случае после устройства фундамента монтируются колонны нескольких первых этажей, а на специально подготовленной поверхности бетонируются пакетом (одно на другом) монолитные безбалочные перекрытия постоянной толщины, в проемах которых остаются колонны; эти проемы окаймляются стальной рамкой. Затем специальными домкратами, способными ползти вверх по колоннам, плиты перекрытий поднимаются на соответствующие отметки и закрепляются там (обычно под них подводятся стальные пальцы, проходящие сквозь колонну в специально оставленные в ней отверстия, а затем могут выполняться более мощные опорные конструкции например, стальные консоли). Кроме этих отверстий, колонны имеют углубления на боковых гранях, которые используются для перемещения домкрата; капители на колоннах в таких случаях обычно не устраиваются. В процессе подъема верхнего перекрытия осуществляется наращивание колонн.

Во втором случае, в отличие от первого, перед подъемом каждой плиты перекрытия на ней конструируются другие конструкции этажа (стены, перегородки), а иногда и технологическое оборудование, а затем этот этаж подымается на место.

В результате сроки строительства существенно снижаются, рационально используется преимущества сборных и монолитных конструкций.

Сборные железобетонные каркасы выполняют из отдельных элементов. Схема членения каркаса на отдельные сборные элементы называется схемой разрезки, или схемой членения. Такая разрезка может осуществляться различными способами, при этом узлы сопряжения элементов, или их стойки, также решаются по-разному.

Основными типовым решением, принятым в большинстве промзданий, является разрезка на прямолинейные элементы колонн и ригелей (Рис. 42.1 а,б). При этом стыки колонн располагают либо в каждом этаже, либо через два этажа (сборный элемент колонны имеет длину, равную двум высотам этажей) на такой высоте над перекрытием, чтобы это было удобно для монтажа; одновременно смещение стыка от перекрытия в сторону середины этажа снижает изгибающий момент в стыке.

Стыки колонн (Рис. 42.4) обычно выполняются жесткими рамными, способными передавать продольную силу, поперечную силу и изгибающий момент. Поэтому арматуру соединяемых колонн следует стыковать на сварке, обычно это ванная сварка. Если стыкуется четыре узловых стержня, в углах сечения в пристыковой зоне выполняется угловые подрезки, если стыкуются стержни у четырех граней, подрезки выполняются также с четырех сторон. Длина подрезки должна обеспечить возможность подогнуть стержень для обеспечения соосности торцов стыкуемых стержней при несовпадении в пределах допусков осей самих стержней вследствие неточности изготовления и монтажа. Обычно для этого достаточно 150мм. Торцы колонн усиливают косвенной арматурой в виде сеток (согласно СНиП 2.03.01-84^{*}) торцы стыкуемых колонн разделены стальной центрирующей прокладкой.

В зоне подрезок стыкуемых колонн устанавливается в бетоне замоналичивания дополнительные хомуты диаметром 10...12мм. Порядок производства работ по устройству стыка колонн следующий: устанавливается, выверяется и закрепляется вышележащая колонна, выполняется ванная сварка стыкуемых арматурных стержней, устанавливаются дополнительные хомуты; осуществляется замоналичивание стыка (полостей в подрезках сборных элементов и шов между торцами). Замоналичивание выполняется под давлением в инвертной форме.

Сборные элементы колонн (на один или два этажа, рис. 42.5) армируют рабочей продольной и поперечной арматурой, а их консоли – горизонтальными и наклонными хомутами, не прерывая в пределах консолей продольную арматуру колонн. Приторцевые зоны усиливают косвенной арматурой в виде сеток; их количество, конструкция и шаг регламентируется СНиП 2.03.01-84^{*}. Рамный стык ригеля с колонной в промзданиях выполняется в двух вариантах: с опиранием ригеля на железобетонную консоль колонны со сваркой арматурных выпусков ригелей и колонн в уровне верха ригеля и закладных деталей ригеля и консоли – в уровне низа ригеля арматурные стыкуются при помощи вставки на ванной сварке (Рис. 42.1б). Или скрытый стык с опиранием на металлический столик из уголков, размещаемых в пределах высоты ригеля, в котором для этой цели выполняется подрезка, и также со сваркой выпусков ригеля и колонны и нижней арматуры ригеля со столиком. Шарнирный стык ригеля с колонной предусматривает опирание ригеля на стальную

закладную деталь колонны и частичное (очень незначительное) защемление ригеля в колонне путем сварки закладных деталей ригеля и колонны поверху и понизу, причем поверху закладные детали ригеля и колонны свариваются при помощи фигурной накладки малого поперечного сечения, а именно, такого, чтобы в опорном сечении ригеля в предельном состоянии изгибающий момент не превышал $50 \text{ кН}\cdot\text{м}$. Подробно стыки ригеля с колонной рассмотрены ранее при изучении конструкций балочных перекрытий.

Иногда рамные каркасы членят не на линейные, а на крупноразмерные фигурные элементы, включающие участки колонн на этаж (пол этажа над ригелем и пол этажа – под ним) и ригель посередине этих участков (Рис. 42.1в). Стыки колонн при этом, как правило, располагаются в середине каждого этажа (или несколько ниже, что удобнее при монтаже), длина элемента либо менее ширины здания (и приходится стыковать участки ригеля), либо равна ширине здания, и тогда необходимость стыковать участки ригеля отпадает.

Форма сечения ригеля может быть прямоугольной, с опиранием плит перекрытий поверху ригелей либо (как основной вариант) – тавровой с полкой понизу и опиранием плит перекрытий на консольные свесы полки (Рис. 42.2). Ригель с прямоугольным сечением значительно проще, однако, его использование приводит к существенному (на высоту сечения плиты перекрытия) увеличению строительной высоты перекрытия и, в ряде случаев (при необходимости обеспечения необходимых габаритов) высоты этажа по сравнению со зданием с тавровыми ригелями.

В типовых конструкциях ригелей пролетом до 6м предусмотрена только ненапрягаемая арматура, а при пролете 9.0м устанавливается напрягаемая продольная арматура. Схема армирования таких ригелей рассматривалась ранее при изучении конструкций железобетонных перекрытий: они армируются, как обычно, рабочей продольной и поперечной (в виде хомутов) арматурой, в опирной зоне имеют на нижней грани закладные детали для соединения с закладными деталями консоли колонны (для передачи сжимающего усилия, обусловленного опорными моментами), а на верхней растянутой грани в случае устройства жесткого рамного узла предусмотрены выпуски опорной арматуры, размещаемые в пределах специально выполняемой подрезки. Если пролетная арматура предварительно напряженная, приторцевые зоны усиливаются косвенной арматурой в виде сеток. Схема армирования такого ригеля показана на Рис. 42. 3.

Армирование монолитных каркасов выполняется также рабочей продольной и поперечной арматурой, обычно без предварительного напряжения. Армирование ригелей аналогично армированию многопролетных балок, рассмотренных выше в разделе, посвященном конструкциям перекрытий. Опорная арматура ригелей заводится на крайних опорах – в колонну, а на средних опорах – в соседний пролет; длина анкеровки должны быть не менее установленной СНиП 2.03.01-84* величины. Хомуты колонн должны быть замкнутыми, в сварных каркасах это достигается объединением плоских каркасов в пространственные.

Для выполнения расчетов статически неопределенных систем необходимо предварительно назначить сечения ее элементов; после завершения расчетов, если эти сечения назначены неудачно (в каких-либо сечениях недостаточна несущая способность или трещиностойкость, либо перемещения каких-либо сечений превосходят допустимый уровень, а также если какие-либо элементы имеют

необоснованные запасы прочности, жесткости или трещиностойкости), размеры этих сечений корректируются и расчет повторяется.

При монолитных перекрытиях при отсутствии проемов сечения ригелей принимаются тавровыми.

Предварительный подбор сечений производится, исходя из опыта проектирования или по приближенным формулам, округляя результаты с учетом унификации и ограничения количества типоразмеров. Так, высоту сечения ригеля можно определить по формуле

$$h_0 = k_p \sqrt{M_0 / (R_b b)}$$

где $k_p = 14 \dots 15$; M_0 – пролетный изгибающий момент в однопролетной шарнирной балке с той же нагрузкой, что и ригель; b – ширина сечения.

Площадь сечения колонны:

$$A = k_k N / R_b,$$

где $k_k = 1,2 \dots 1,5$; N – продольная сила.

В случае необходимости выполнения расчета вручную применяется различные приближенные методы, ориентированные, как правило, на учет либо только вертикальных, либо только горизонтальных нагрузок. Затем могут быть применены те или иные методы итерационного уточнения (например, методы распределения моментов или распределения углов поворота).

Во всех случаях вначале пространственная рама расчленяется на плоские рамы.

При расчете на горизонтальную нагрузку регулярных по высоте рам может быть применен метод нулевых точек. При этом ветровую нагрузку r -го яруса заменяют узловой F_r , а в пределах каждого этажа на стойках назначают точки нулевых изгибающих моментов. Эти точки для всех этажей, кроме первого и последнего, принимают на середине высоты, для первого этажа – на расстоянии $2/3$ высоты от защемления в фундамент, для последнего, верхнего этажа – $2/5$ высоты, считая от перекрытия (Рис. 42.4)

В каждой i -ой колонне, k -го этажа в сечении, проходящем через точку нулевого момента ("нулевую точку") возникают поперечные силы Q_{ki} ; сумма этих сил в пределах k -го этажа из условия равновесия:

$$T_k = \sum_i Q_{ki} = \sum_{r=k+1}^{r_{\max}} F_r,$$

T_k – ярусная поперечная сила;

r_{\max} – количество этажей.

Из условия совместности перемещений:

$$Q_{ki} = T_k B_{ki} / \sum_i B_{ki}$$

где B_{ki} – изгибная жесткость i -ой колонны k -го этажа; суммирование в знаменателе распространяется на стойки всего k -го этажа.

Жесткости крайних колонн предварительно умножаются на понижающие коэффициенты β , принимаемые равными:

– для первого этажа $\beta = 0.9$;

– для остальных этажей – по таблице от отношения погонных изгибных жесткостей ригеля и стойки k_b .

K_b	0.25	0.5	1	2	3	4
β	0.54	0.56	0.62	0.7	0.75	0.79

Опорные изгибающие моменты стоек первого этажа в нижнем сечении $M_{H1i} = 0.6Q_{i1}l_1$; в верхнем сечении $M_{B1i} = 0.33Q_{i1}l_1$; для верхнего этажа $M_{Hni} = 0.6Q_{ni}l_n$; $M_{Bni} = 0.4Q_{ni}l_n$; для остальных этажей $M_{B1i} = M_{H1i} = 0.5Q_{ni}l_n$.

При расчете регулярных рам на вертикальную нагрузку в серединах стоек также назначаются нулевые точки (кроме стоек первого этажа) и по ним рама расчленяется на одноэтажные (кроме первого и последнего яруса ригелей) элементы, включающие половины стоек выше – и ниже расположенных этажей. В первом ярусе в элемент включается целые стойки первого этажа (с заземлениями в фундаменте) и половины стоек второго этажа; в верхнем ярусе элемент включает половины стоек верхнего этажа (Рис. 42.5). Затем производят расчет каждого элемента каким-либо методом строительной механики или по таблицам, имеющимся в различных источниках, например, в курсе В.Н. Байкова, Э.Е. Сигалова. В последнем случае изгибающие моменты в стойках определяются из условия равновесия узлов.

Существенный экономический эффект может быть получен при учете пластического перераспределения моментов, в особенности, при образовании пластических шарниров. Выравнивание моментов при этом аналогично тому, что происходит в неразрезных балках и производится также суммированием эпюр изгибающих моментов в упругой конструкции с добавочными эпюрами. При этом выравненный момент не должен быть менее 70% момента в упругой системе. В упрощенном способе временная нагрузка принимается через пролет и ведут расчет по упругой стадии.

Лекция 36.

Конструкции многоэтажных гражданских зданий.

Конструктивные решения многоэтажных гражданских зданий в своих существенных моментах предопределяется характером их объемно-планировочных решений. Компонировка гражданских зданий весьма многообразна, и параметры архитектурных решений (высота здания, высоты этажей, форма и размеры в плане, сетка колонн, шаг несущих стен и т.д.) в соответствии с этим также существенно различаются. Обычно многоэтажные гражданские здания имеют 12...16 этажей, хотя в ряде случаев этажность таких зданий может превосходить 24 этажа. Ширина гражданских многоэтажных зданий обычно не превышает 14м, пролеты рам составляют 3,4; 5,0; 6,0; 7,2; 9,0; 9,6м, шаг рам – 3,0; 6,0; 7,2; 9,0; 12,0м. Высоты этажей – 2,8; 3,3; 3,6м, но в некоторых случаях (в основном – для первых этажей) разрешается применение дополнительных высот – 4,2; 4,8; 6,0; 7,2м. В случае применения при возведении здания метода подъема перекрытий или этажей шаг колонн принимается: в жилых зданиях – 4,2...6,6м; в гражданских зданиях при условии применения кессонных или ребристых перекрытий он может быть увеличен до 7,2...12,0м. Примеры высоких зданий рассматривались в курсе архитектуры. В то же время архитектурные параметры зданий подчинены требованиям унификации и типизации. В особенности существенная типизация в случае выполнения здания в сборных железобетонных конструкциях требования типизации приобретают первостепенное значение; при этом геометрия плана здания обычно не меняется по его высоте, сам план решен в виде фрагмента регулярной сетки и характеризуется четкостью членений, а конструктивная схема здания регулярна по его высоте.

Здания каркасного типа обычно применяется для объектов административного и общественного назначения, когда требуются помещения больших размеров, с редко расположенными перегородками; для жилья малой и средней этажности в настоящее время каркасного здания не применяются (хотя в начале истории применения сборного железобетона в жилищном строительстве такие попытки предпринимались), а для жилых зданий высокой этажности применяются каркасы железобетонные (25–32 этажа); для зданий более высокий (за рубежом) – стальные. Для административных зданий также иногда применяют стальные каркасы. Несущая система каркасных зданий включает: собственно каркас – рамы (стойки и ригели) с железобетонными вертикальными связевыми диафрагмами, жесткие в своей (горизонтальной) плоскости диски перекрытий и покрытия, являются горизонтальными диафрагмами. Жесткость дисков перекрытий и покрытий в своей плоскости обеспечивается автоматически, если они выполняются монолитными или сборно-монолитными; в случае применения сборных конструкций для обеспечения этой жесткости предусматривается сварка специальных закладных деталей соседних (стыкуемых) плит и замоноличивания швов между ними. Боковые грани плит, обращенные к замоноличиваемым швам, иногда имеют чередующиеся вдоль длины выступы и впадины, образующие шпоночные соединения в шве.

Аналогично многоэтажным промышленным зданиям конструктивные схемы многоэтажных гражданских зданий могут быть различных типов в зависимости от способа обеспечения неизменяемости и жесткости в горизонтальном направлении. В случае, если эти качества каркаса обеспечиваются устройством рамных (жестких) стыков ригелей с колоннами во всех узлах с расчетом на восприятие каркасом всех горизонтальных нагрузок, схема называется рамной если неизменяемость и достаточная жесткость каркаса в горизонтальной плоскости обеспечиваются только постановкой

вертикальных диафрагм, воспринимающих горизонтальные нагрузки, схема называется связевой. И, наконец, весьма распространены комбинированные схемы, называемые рамно-связевыми. В таких каркасах часть поперечников решена по рамной, а часть – по связевой схеме. Жесткие диски перекрытий и покрытия налагают на поперечники дополнительные условия – совместности перемещений. Эти условия обеспечивают совместную работу поперечников, перераспределение горизонтальных нагрузок, действующих на один или несколько поперечников, на весь каркас и создание податливых опор в горизонтальном направлении для одного или нескольких поперечников при действии на них несимметричных вертикальных нагрузок. Таким образом, в каркасах, решенных по рамно-связевой схеме, горизонтальная неизменяемость и жесткость каркаса обеспечиваются одновременно благодаря устройству рамных стыков ригелей с колоннами в одних поперечниках и постановкой вертикальных диафрагм – в других поперечниках.

Диафрагмы, используемые для полного или частичного обеспечения неизменяемости и жесткости каркаса в горизонтальном направлении, называются связевыми диафрагмами.

Конечно, изолированные диафрагмы имеют в горизонтальном направлении гораздо большую жесткость, чем изолированные колонны (в десятки раз). При этом жесткость диафрагмы несколько ниже чисто изгибной жесткости (происходит суммирование их изгибной и сдвиговой податливостей), а количество диафрагм существенно меньше количества колонн, что несколько снижает их долю в воспринимаемых всем каркасом горизонтальных усилиях (и, соответственно, в той же мере снижается их относительная роль в обеспечении неизменяемости жесткости каркаса).

Так как при введении рассматриваемой классификации конструктивных схем речь, в основном, идет об обеспечении горизонтальной неизменяемости и жесткости здания и восприятия горизонтальных нагрузок, различают два горизонтальных направления здания – продольное и поперечное; в каждом из этих направлений схема (независимо от схемы в другом направлении) может быть рамной, связевой или рамно-связевой.

На практике преобладают два варианта конструктивных схем:

- 1.связевые в обоих направлениях
- 2.рамно-связевые в одном и связевые – во втором направлении.

В сейсмических районах монолитные железобетонные каркасы выполняют рамными и рамными и рамно-связевыми.

Лестничные клетки и шахты лифтов целесообразно выполнять из аналогично сборных железобетонных диафрагм или из монолитного железобетона, также используя их в качестве связевых элементов каркаса.

Примеры решения конструктивных схем многоэтажных гражданских каркасных зданий приведены на рис. 43.1, 43.2.

Рамные поперечники могут быть размещены по контуру здания, образуя замкнутую коробку, жесткую в продольном и поперечном направлении и на кручение.

Такие замкнутые связевые элементы называются стволами, или ядрами жесткости. В результате их применения возник частный, но достаточно своеобразный случай связевых и рамно-связевых схем – каркасно-ствольные здания (Рис. 43.2). Особенностью каркасно-ствольных зданий является выполнение одного или

нескольких ядер жесткости с их последующей обстройкой, включающей каркасную часть и создающей полезные объемы. В каркасно-ствольном здании могут быть одно или несколько ядер жесткости.

Для каркасных гражданских зданий, как и для промышленных зданий, применяются иногда безбалочные перекрытия и метод подъема.

Здания с несущими стенами также получили достаточное большое распространение, прежде всего – в жилищном строительстве, а также при строительстве гостиниц, пансионатов, административных зданий, лечебных учреждений и подобных или объектов с малым шагом перегородок и стен.

Основу несущих систем бескаркасных зданий (Рис. 43.3) составляют несущие стены в поперечном, продольном или в обоих направлениях; диски перекрытий только передают на них вертикальные нагрузки и служат горизонтальными связями, обеспечивающими местную устойчивость стен.

Иногда несущими являются только внутренние стены, а на их торцы по наружному контуру навешиваются сборные железобетонные панели стен. Выполнение панелей наружных стен в заводских условиях позволяет, используя материалы низкой плотности, добиваться получения высоких теплофизических свойств стен.

Бескаркасные здания – один из примеров классов объектов, для которых конструктивная схема и технология возведения неразрывно связаны. Существует множество вариантов таких технологий; рассмотрим как обусловили выбор конструктивных схем самые распространенные из них:

1. возведение монолитных железобетонных стен при помощи вертикально скользящей опалубки;
2. возведение монолитных железобетонных стен при помощи вертикально переставной опалубки;
3. возведение монолитных железобетонных стен и перекрытий при помощи переставной крупнощитовой туннельной опалубки;
4. возведение стен из сборных железобетонных панелей.
5. Возведение зданий из сборных железобетонных блок-комнат и блок-квартир.

В первом и во втором случаях обычно несущими являются внутренние и наружные стены, образующие единую систему – призматическую складку с многосвязным контуром поперечного сечения.

В третьем и четвертом случаях обычно внутренние стены – несущие, наружные – навесные сборные железобетонные панели из легких бетонов на эффективных пористых заполнителях; для малоэтажного панельного строительства наружные панельные стены также делали несущими.

В пятом случае стены и перекрытия выполняются не раздельно, а в виде единых сборных железобетонных пространственных элементов размерами на комнату или на квартиру, как правило, изготавливаемых с монолитно связанными подэлементами стен и перекрытий, хотя возможно их раздельное изготовление с последующей укрупнительной сборкой на заводе или на строительной площадке.

Интересной формой бескаркасных зданий являются ствольные здания, то-есть такие здания, в которых ядро жесткости (или несколько таких ядер) являются основной несущей конструкцией, на которой закреплены перекрытия и стены; в отличие от каркасно-ствольных зданий, каркасная часть в них отсутствует (Рис. 43.2) По способу

опирания перекрытия они делятся на подвесные, консольные и этажерковые. В подвесных системах перекрытия подвешиваются по периферии к специально устраиваемому оголовку, который размещается наверху ствола или группами по 5-9 перекрытий, к промежуточным консолям; консольные системы характеризуются консольным креплением перекрытий к стволу; в этажерковых системах перекрытия опираются на общий ствол в основании ядра жесткости либо ряд стволов по высоте ядра.

Широко применяются в гражданском строительстве каркасно-панельные системы (Рис. 43.6) в состав которых входят элементы унифицированного сборного каркаса и типовые элементы панельных зданий высотой до 16 этажей (панелей стен, плит перекрытий, продольных и поперечных связевых диафрагм. Шаг этих диафрагм в продольном направлении принимается кратным 6.0м, но не более 36.0м.

Каркасно-панельные здания могут выполняться с полным или с неполным каркасом. В первом случае все нагрузки перекрытия передаются на каркас, во втором – на наружные стены и каркас, образованный колоннами внутренних рядов и ригелями, опирающимися на колонны и внутренние стены.

Полный каркас образуется либо поперечным, либо продольными, либо пространственными рамами.

Пролеты каркасов всех типов в каркасно-панельных зданиях 5,6 или 6,0м, шаг рам – 3,6; 6,0; 7,2; 9,0; 12,0м. При количестве этаже более 12...16 шаг поперечных рам обычно 6,0м.

Иногда в ствольных и каркасно-панельных зданиях в нижней зоне организуются свободные пространства для прохода людей, проезда транспорта, размещения объектов инфраструктуры.

Конструктивные решения колонн и ригелей каркаса, а также узлов их сопряжения аналогичны решениям соответствующих элементов многоэтажных промзданий. Исключениями является тенденция применения узлов сопряжения ригелей с колоннами со скрытой консолью или бесконсольных. Стыки ригелей с колоннами также могут быть рамными и шарнирными.

Колонны при высоте здания до 16 этажей выполняют постоянного сечения по высоте. Так как продольные силы и изгибающие моменты в сечениях колонн увеличиваются сверху вниз, в нижних этажах несущую способность колонн приходится увеличивать не только добавочным расходом продольной арматуры, но и увеличением класса бетона, а также применением жесткой арматуры.

Сборные элементы колонн выполняют на 2..4 этажа, что позволяет снизить их материалоемкость (устранение части стыков), а также трудоемкость монтажа; улучшается использование грузоподъемного оборудования и транспортных средств.

Связевые плоские поперечники обычно комбинированные, включающие собственно диафрагменную (сплошностенчатую) и стержневую (рамную или шарнирно-стержневую) части. Обычно такие поперечники имеют регулярную по высоте здания структуру (размеры элементов, в том числе – пролеты ригелей сохраняются по высоте здания). В ряде случаев плоские диафрагмы (а шахты лифтов и лестничные клетки – всегда) ослаблены проемами, обычно одинаковыми и одинаково расположенными по высоте здания; в результате они представляют собой объединение плоских пластинок или складок открытого (швеллерного) сечения со стержнями –

поперечниками и колоннами, причем перемычки жестко соединены с плоской частью диафрагмы.

Распространенным решением плоских диафрагм является (Рис. 43.4) установка в створе между колоннами плоских элементов, состыкованных с колоннами (по вертикальным швам) и друг с другом (по горизонтальным швам, наращивая диафрагму по высоте путем сварки закладных деталей плоских элементов и колонн с применением стыковых накладок (кроме горизонтальных швов, где сварка закладных деталей выполняется только при наличии растягивающих усилий). После сварки швы замоноличиваются. Плоские элементы имеют в уровне перекрытия полку для опирания плит перекрытия. Диафрагмы обычно выполняются на всю высоту здания, то-есть, тип конструктивной схемы не изменяется по высоте здания.

Монолитные ядра жесткости (Рис. 43.5) обычно бетонируют в скользящей опалубке и армируют пространственными каркасами, ширина которых не может превышать расстояния между домкратными рамами в свету. В связи с тем, что размер ядра жесткости в плане существенно больше этого расстояния, в пределах ширины стены ядра жесткости размещается несколько каркасов, которые в горизонтальном направлении стыкуются между собой специальными отдельными соединительными стержнями; стык стержней горизонтального каркаса и соединительных стержней – в нахлестку без сварки, обычно применяемый при возведении стен в скользящей опалубке из-за необходимости максимального сокращения трудоемкости и сроков выполнения арматурных работ применительно к требуемой скорости подъема опалубки.

Перемычки армируют каркасами с горизонтальной продольной рабочей арматурой.

Толщина стен ядер жесткости обычно в соответствии с расчетом принимается 200...400мм (в настоящее время в скользящей опалубке стены тоньше 200мм обычно не возводятся по условиям технологии бетонирования). Бетон таких ядер обычно В15...В25.

Иногда, в зданиях большей этажности, ядра жесткости армируют предварительно напряженной арматурой.

Панели стен и перекрытий обычно принимаются размером на комнату; длина панелей внутренних стен 2,5; 2,8; 3,2; 3,6 и 6,0м, наружных – 5,2; 5,6; 6,0м.

При выполнении внутренних несущих стен сборными железобетонными их членят на панели.

Толщину панелей стен следует принимать по расчету, обычно это для внутренних стен 140...180мм, а для наружных керамзитобетонных – 30см. Менее 140мм толщину принимать не следует (из условия обеспечения достаточной звукоизоляции). При этом (для обычно действующих ветровых нагрузок в сейсмических районах) обеспечивается несущая способность, которая необходима в нижних этажах 16 – этажного здания. При большем количестве этажей нагрузки на панель (выше несущей способности панелей 16 – этажного здания, и возникает необходимость применения бетонов более высокого класса или увеличения толщины панели.

Обычно применяется бетон классов В15...В25.

Армирование панелей размещается у обеих ее граней и состоит из вертикальных и горизонтальных стержней, объединяемых в сетки или пространственные каркасы.

При этом площадь сечения конструктивной вертикальной арматуры у каждой грани стены должна быть не менее $0,3 \text{ см}^2$ на 1 м длины горизонтального сечения стены, а площадь распределительной горизонтальной арматуры – не менее $0,03 \text{ см}^2$ на 1 м длины вертикального сечения стены. Минимальный процент армирования рабочей вертикальной арматурой при бетоне класса В15 составляет $\mu_{\min} = 0.1\%$, а при бетоне классов В25...В30 – $\mu_{\min} = 0.15\%$

Аналогично колоннам пристыковые участки (верхний и нижний) панелей у горизонтальных стыков усиливаются косвенной арматурой в виде сеток.

Объемные блоки позволяют добиться полной заводской готовности по отделке, а иногда и по инженерному оборудованию зданий.

В зависимости от принятого членения на элементы объемные блоки бывают трех типов: блок-колпак с отдельной панелью пола, блок-стакан с отдельной панелью потолка и блок-труба с отдельными панелями стен на его торцах.

Опираение блок на блок может быть:

полосовым, когда стены вышележащего блока опираются на соответствующие стены нижележащего блока; при этом фактически реализуется конструктивная схема здания с несущими стенами;

точечным, когда углы вышележащих блоков или их пилястры опираются на соответствующие углы или пилястры нижележащих блоков; при этом стены блоков опираются только у краев, а между ними работают на изгиб в своей плоскости.

Гражданские здания – обычно представляют собой, с точки зрения выполнения их расчета, очень сложные пространственные системы. Поэтому целесообразно выполнять их расчет на ЭВМ при помощи соответствующих программ и программных комплексов. Раннее высокие бескаркасные здания рассчитывались вручную с использованием расчетной схемы в виде консоли; впоследствии, учитывая наличие значительное ослабление стен регулярно расположенными проемами, применяли в качестве модели здания консольные составные (по А.Р. Ржаницыну) тонкостенные стержни.

Для расчета рамных систем вручную могут быть использованы методы, описанные в лекции 42.

Методы расчета рамно-связевых систем основаны на следующих предпосылках:

такие системы предусматривают совместную работу континуальных (диафрагмы, ядра жесткости) и дискретных стержневых (колонны, ригели)

диски перекрытий обеспечивают полную (в случае абсолютно-жестких дисков) или частичную (в случае податливых дисков) совместность перемещений диафрагм, ядер жесткости и колонн в уровне каждого перекрытия (жесткие диски – крайний случай – имеют всего три степени свободы в горизонтальной плоскости, что позволяет резко уменьшить количество неизвестных задачи);

деформирование ядер жесткости и диафрагм описывается теорией составных тонкостенных или массивных стержней (расположенные одна под другой перемычки образуют слой сдвига), а деформирование колонн – теорией массивных стержней.

ЛЕКЦИЯ №37.

КОЛОННЫ МНОГОЭТАЖНОГО ПРОМЫШЛЕННОГО ЗДАНИЯ ПРЯМОУГОЛЬНОГО СЕЧЕНИЯ.

Стыки колонн - жесткие, со сваркой арматуры и замоноличиванием, с применением центрирующих прокладок. Для обеспечения условий для выполнения сварки продольных арматурных стержней в бетоне выполняются подрезки. Обычно стыки колонн располагаются в местах ограниченных по величине изгибающих моментов и иногда так, чтобы это было удобно для монтажных и сварочных работ. Сборные элементы колонн могут быть на один, два и иногда, более этажей. Торцы сборных элементов армирования, кроме продольной и поперечной, также и косвенной арматурой.

Рамы могут выполняться монолитными и сборно-монолитными, с устройством рамных узлов сопряжения ригелей с колонной. При значительных высотах этажей и пролетах ригелей для монолитных рам целесообразно применять несущие армокаркасы, воспринимающие в процессе строительства нагрузки от опалубки, свежешуложенного бетона, подмостей и монтажных устройств. Затем они полностью включаются в работу рамы. Расчет рам в настоящее время выполняется, как правило, на ЭВМ,

расчета таких одноярусных рам.

При расчете на горизонтальные нагрузки обычно используется метод нулевых точек.

Гражданские многоэтажные здания массового строительства.

Для таких зданий характерны: этажность 9...16 этажей, иногда 24 и более (проспект Калинина в г. Москве); постоянство геометрических размеров по высоте, регулярность конструктивной схемы и планировочного решения.

Гражданские монолитные здания могут быть каркасными и безкаркасными (с монолитными или сборными несущими стенами).

Каркасные здания удобны в случаях, когда требуются большие помещения; кроме того, они применяются для высоких жилых зданий (более 25 этажей). Несущая система каркасного гражданского здания включает те же элементы, что и несущая система промздания однако, связи выполняются чаще в виде диафрагм. Совместность работы колонн и диафрагм на горизонтальные нагрузки и пространственная устойчивость каркаса в сочетании с ними обеспечиваются жестким диском перекрытия.

В отличие от промышленных м. зданий рамно-связевая система включает работающие в поперечном направлении рамы и диафрагмы и диафрагмы, работающие в продольном направлении.

Лестнично-лифтовые шатры образуют объединение диафрагм – ядра жесткости. Безкаркасные несущие системы применяются для жилых домов, гостиниц, пансионатов и подобных их зданий с часто расположенными стенами. Эти системы образованы продольными и поперечными несущими стенами и перекрытиями. При выполнении таких систем в сборном железобетоне (панельные системы) внутренние стены выполняются несущими, панели наружных стен навешиваются на вертикальные торцы панелей внутренних стен.

В индивидуальных зданиях иногда применяют сочетания каркасных и бескаркасных (стеновых) компонент, образуя развитые ядра жесткости, используемые как лестничные, лифтовые, вентиляционные шахты или превращая в большое ядро жесткости наружные стены. Иногда сетку колонн укрупняют, уводя пролеты ригеля до 12...15м; при этом ригели выполняют предварительно напряженными. Так как в таких зданиях, как правило, нужен плоский потолок, используют пустотные или коробчатые панели перекрытий; возможно применение безбалочных бескапитальных плит в монолитном железобетоне с использованием метода подъема этажей или перекрытий, когда все перекрытия бетонируются на земле в виде

пакета плит, после чего в отверстиях этих плит монтируются колонны, опираясь на специальные домкраты, поджимают либо только перекрытия на проектные отметки (метод подъема перекрытий), либо сочетание перекрытия и стеновых панелей (метод подъема этажей).

Сборные элементы колонн гражданских зданий выполняются на 2...4этажа; в связи с тем, что нормальные силы в колоннах увеличиваются от верхних этажей к нижним, а сечение всех ярусов колонн целесообразно сохранить из условия уменьшения количества форм и упрощения их стыков, несущая способность расположенных ниже элементов увеличивается путем применения бетонов более высоких классов и жесткость армирования (армирование продольными элементами из прокатных профилей).

ЛЕКЦИЯ №38.

Стыки ригелей с колоннами могут быть рамными или шарнирными, консольными или бесконсольными (с передачей перерезывающей силы с ригеля на колонну через шпоночный шов замоноличивания).

Консоли колонн также часто армируют горизонтальным двутавром или удвоенными швеллерами.

Диафрагмы объединяются с колоннами в единую связевую конструкцию, воспринимающую вертикальные нагрузки от перекрытий (через консольные полки в диафрагме) и от вышележащих диафрагм и колонны(через стыки), объединение диафрагм с колоннами осуществляется сваркой закладных деталей и последующим замоноличиванием.

Если ядра жесткости выполняют в монолитном железобетоне, их армируют пространственными каркасами, между которыми оставляют зазоры для прохода домкратных рам, под ригелями которых каркасы связываются соединительными стержнями. Перемычки над проемами также армируют пространственными каркасами.

Толщина стен монолитных ядер жесткости 200...400мм, бетон В15...В25. Панели внутренних стен делают толщиной не менее 160мм (из условий звукоизоляции). К низу эта толщина может увеличиваться.

Армирование панелей наружных стен - двойное ,(вертикальная арматура - не менее 0,3см²/м, горизонтальная - не менее 0,03см²/мкаждой грани).

Минимальный процент армирования вертикальной арматуры у каждой грани при бетоне класса В15 = 0,1%, а при бетоне классов В25 или В30 - 0,15%. Приопорные зоны панелей у горизонтальных граней усиливают косвенным армированием.

Был построен ряд жилых зданий из крупных объемных блоков - блок-комнат или блок-квартир (блок-стаканы, блок-колпаки и блок-трубы).

При возведении монолитных зданий конструктивная схема жестко связана с технологией возведения (применение скользящей опалубки).

ТЕМА №12: РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ФУНДАМЕНТОВ (2 часа)

ЛЕКЦИЯ №39.

Рассматриваемые вопросы:

- 34.1. Отдельные фундаменты
- 34.2. Ленточные фундаменты
- 34.3. Сплошные фундаменты

КЛАССИФИКАЦИЯ ФУНДАМЕНТОВ

Фундаменты, так же как и перекрытия, являются неотъемлемой частью любого здания. В подавляющем большинстве случаев их выполняют из железобетона. Фундаменты передают нагрузку от опирающихся на них колонн или стен на основание. Они бывают трех типов: отдельные - под каждой колонной (рис.10.1,а), ленточные - под рядами колонн в одном или двух направлениях (см.рис.10.5), а также под стенами (рис.10.1,б), сплошные - под всем сооружением (рис.10.1,а). Тип фундаментов выбирают из сопоставления их стоимости, расхода материалов и трудовых затрат, с учетом эксплуатационных и конструктивных требований. Отдельные фундаменты устраивают при относительно небольших нагрузках, хороших грунтах и достаточно редком расположении колонн. При больших нагрузках и относительно слабых грунтах делают ленточные фундаменты. Последние особенно целесообразны при однородных грунтах и различных по величине нагрузках. Если несущая способность ленточных фундаментов недостаточна, то устраивают сплошные фундаменты.

34.1. ОТДЕЛЬНЫЕ ФУНДАМЕНТЫ

Центрально нагруженные фундаменты. Эти фундаменты проектируют квадратными в плане. По форме они могут быть ступенчатыми (рис.10.2,а) или пирамидальными (рис.10.2,б). Последние экономичнее по расходу материалов и сложнее в изготовлении и применяются реже.

Обычно фундаменты проектируют так, чтобы нулевой цикл строительных работ мог быть закончен до монтажа колонн и произведена обратная засыпка грунта. Для этого верх фундамента располагают не 15см ниже уровня чистого пола. Устанавливают фундаменты на естественный грунт, бетонную или песчаную подготовку толщиной 10см. По способу изготовления различают фундаменты сборные и монолитные. В большинстве случаев применяют монолитные фундаменты. Сборные устраивают, когда они невелики по размерам, строительство ведется в сложных геологических или суровых зимних условиях, а также когда применение их сокращает сроки строительства и дает экономию. Монолитные фундаменты выполняются из бетона классов В12,5...В15, сборные В15...В,22,5. Центрально нагруженные фундаменты армируют сварными сетками классов А-П, А-Ш с одинаковой арматурой в двух направлениях. Шаг стержней обычно принимают 150...200мм, а диаметр - не менее 10 мм. Минимальная толщина защитного слоя при возведении монолитного фундамента на бетонной подготовке 35мм, при ее отсутствии - 70мм, для сборных фундаментов - 30мм.

Сборные фундаменты проектируют под сборные колонны и монолитные фундаменты - как под сборные, так и под монолитные. Сборные колонны жестко заделывают в специальные гнезда-стаканы, оставляемые в фундаменте при бетонировании (рис.10.2,а,б). Закрепление колонн в стакане осуществляют посредством заливки цементного раствора между стенкой и колонной. Для жесткого соединения монолитных колонн с фундаментами из последних выпускают арматуру с площадью сечения, равной расчетной площади арматуры у обреза фундамента (рис.10.2,в). Выпуски арматуры фундамента стыкуют с арматурой колонны дуговой сваркой или внахлестку, без сварки. Стыки устраивают выше уровня пола. В пределах

фундамента выпуски арматуры соединяют в каркасы хомутами и доводят до бетонной подготовки.

Расчет фундамента состоит из двух частей: расчета основания (определяют форму и размеры подошвы) и тела фундамента (высоту фундамента, размеры его ступеней и сечения арматуры). Определение размеров подошвы фундамента производят при допущении, что реактивное давление на грунт по подошве фундамента распределяется по линейному закону, например при центральном нагружении по прямоугольной эпюре (рис.10.3). В действительности распределение давления зависит от свойств грунта, жесткости фундамента и имеет более сложный характер. Однако, как показали исследования, принятое допущение упрощает расчет и не приводит к ошибкам.

Нагрузками, создающими давление на грунт, являются продольная сила N , передаваемая колонной, и собственный вес фундамента, включая вес грунта на его ступенях N . Площадь подошвы A должна быть подобрана так, чтобы среднее давление под подошвой не превышало расчетного давления на грунт R .

$$(N + N) IA < R \quad (34.1)$$

Значение продольного усилия принимают с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma = 1$, поскольку расчет основания производят по деформациям. Обозначив глубину заложения фундамента H и принимая средний удельный вес материала фундамента и грунта на его ступенях

$$= 20 \text{ кН/м}^3, \text{ из (10.1)}$$

получим $(N + A H) IA < R$,

откуда

$$A > N I (R - N) \quad (34.2)$$

По найденной площади устанавливают размеры сторон подошвы фундамента, округляя их в большую сторону до значения, кратного 30см, если предполагается применение металлической инвентарной опалубки, и 10см при использовании неинвентарной опалубки.

После расчета основания переходят к расчету прочности тела фундамента. Высоту фундамента определяют из условия его прочности на продавливание и в предположении, что продавливание происходит по поверхности пирамиды, боковые стороны которой начинаются у колонны и наклонены под углом 45° к вертикали * (рис.10.3,а). В качестве расчетной продавливающей принимают силу N за вычетом отпора грунта, распределенного по площади нижнего основания пирамиды продавливания. При квадратной колонне со стороной h площадь нижнего основания будет $(h + 2 h)$, тогда

$$F = N - p (h + 2 h), \quad (34.3)$$

где N - расчетное продольное усилие, передаваемое колонной на грунт, вычисляемое при $\gamma > 1$; p - отпор грунта от расчетного продольного усилия без учета веса фундамента и грунта на его ступенях.

Рабочая высота центрально нагруженного фундамента с квадратной подошвой может быть вычислена по приближенной формуле, с учетом (10.3) и (10.4):

$$(34.4)$$

тогда полная высота фундамента будет $h = h + a$ (рис.10.3,б).

Проверку фундамента на продавливание следует производить не только по всей высоте, но и под каждой из ступеней.

Если в стакан фундамента устанавливают в сборную колонну, то его глубина (м) должна также удовлетворять конструктивным требованиям обеспечения жесткого защемления колонны в фундаменте и достаточной анкеровки продольной арматуры.

$$h > (1 - 1,5) h + 0,05; h > l + 0,05 \quad (34.5)$$

l - длина анкеровки арматуры колонны в стакане фундамента

$$l = (20...30) d.$$

Определив высоту фундамента из расчета на продавливание и конструктивных требований, принимают большую из них. При $h < 450$ мм фундамент выполняют одноступенчатым, при $450 \text{ мм} < h < 900 \text{ мм}$ - двухступенчатым и при $h > 900 \text{ мм}$ - трехступенчатым.

Причинами разрушения фундаментов под сборные колонны могут также быть продавливание дна стакана (см.рис.10.2,а) и раскладывание фундамента (рис.10.3в). Это имеет место при отсутствии надежного сопряжения колонны с фундаментом из-за некачественного омоноличивания стыка и т.п. Проверку дна стакана на продавливание осуществляют по формуле (6.3), по аналогии с изложенным ранее. Проверку фундамента на раскалывание (рис.10.3,в) делают из условия

$$N < 2 A R \quad (34.6)$$

где μ - коэффициент трения по бетону, $\mu = 0,75$;

α - коэффициент условия работы фундамента в грунте, $\alpha = 1,3$;

A - площадь вертикального сечения фундамента в плоскости, проходящей по оси сечения колонны, за вычетом площади стакана.

Ступени фундамента работают под воздействием реактивного давления грунта p снизу, подобно консолям, заделанным в массив фундамента (рис.10.3,б). Поскольку фундамент не имеет поперечной арматуры, высота нижней ступени должна быть также проверена на прочность по наклонному сечению по условию восприятия поперечной силы бетоном:

$$(34.7)$$

где правая часть неравенства принимается не менее $0,6 R_c b h$ и не более $2,5 R_c b h$; c - длина проекции рассматриваемого наклонного сечения (рис. 10.3,а).

Армирование фундамента по подошве определяют расчетом по нормальным сечениям 1-1, 2-2; значения изгибающих моментов в этих сечениях как для консольных балок:

$$M_1 = 0,125 p (a - h) b \quad (34.8)$$

$$M_2 = 0,125 p (a - a) b \quad (34.9)$$

Требуемую площадь арматуры, воспринимающую растягивающие напряжения при изгибе в сечении 1-1 на всю ширину фундамента, определяют из условия $M = R A$, приняв $0,9h$;

$$A_1 = M / (0,9h R) ; \quad (34.10)$$

аналогично для сечения 2-2

$$A_2 = M / (0,9 h R) \quad (34.11)$$

Из двух значений A_1 и A_2 выбирают большее, по которому и производят подбор диаметра и количества стержней. Вначале задаются шагом стержней, затем определяют их количество, на единицу больше числа шагов. Деля A на число стержней, получают требуемую площадь одного стержня, по которой подбирают диаметр. При ширине подошвы фундамента более 3м в целях экономии стали половину стержней можно не доводить до конца на $1/10$ длины в каждую сторону.

ВНЕЦЕНТРЕННО НАГРУЖЕННЫЕ ФУНДАМЕНТЫ.

Фундаменты под внецентренно сжатые колонны испытывают воздействие нормальной силы N изгибающего момента M и поперечной силы Q (рис.10.4а). При небольших моментах фундаменты проектируют квадратными в плане, при значительных - прямоугольными с большим размером в плоскости действия момента.

Требуемую площадь фундамента определяют предварительно по формуле (10.2) с коэффициентом $1,2...1,6$, учитывающим влияние момента:

$$A = (1,2...1,6) N / (R - \sigma) \quad (34.12)$$

Вычислив площадь подошвы фундамента и, задавшись соотношением сторон; $b / a = (0,6...0,8)$, определяют a и b . Затем находят максимальное давление под краем подошвы в предположении линейного распределения напряжений в грунте (рис.10.4б.г):

(34.13)

где N - нормальная сила и M - изгибающий момент при $\gamma = 1$
на уровне подошвы фундамента

$$\begin{aligned} N &= N + A \cdot H \\ M &= M + Q \cdot h \end{aligned} \quad (34.14)$$

e - эксцентриситет продольной силы относительно центра тяжести подошвы фундамента, $e = M / N$; W - момент сопротивления подошвы фундамента, $W = ba^2 / 6$.

Максимальное краевое давление p на грунт не должно превышать $1/2 R$ (для исключения возникновения в грунте пластических деформаций), а среднее давление $p - R$. В промышленных зданиях с мостовыми кранами грузоподъемностью более 75 т принимают $p > 0,25 p$ (рис.10.4,б), а грузоподъемностью менее 75т - $p > 0$ (рис.10.4,в), т.е. не допускается отрыв фундамента от грунта. Последнее требование будет соблюдаться, если $a > e$. В зданиях без кранов допускается выключение из работы не более 1/4 подошвы фундамента (рис.10,4г). Для уменьшения эксцентриситета при больших изгибающих моментах целесообразно сместить фундамент относительно колонны (рис.10.4 д). Очевидно, при смещении на e фундамент будет нагружен центрально. Обычно принимают $c = e / 2$.

Высоту внецентренно нагруженного фундамента, как и центрально нагруженного, определяют из условия продавливания и конструктивных требований. Высота нижней ступени и дно стакана должны быть проверены расчетом на продавливание; нижнюю ступень, кроме того, проверяют по условию (10,8) восприятия поперечной силы одним бетоном. Фундаменты под сборные колонны рассчитывают также на раскалывание по обеим осям.

Для определения площади арматуры нижней части фундамента находят отпор грунта от расчетных нагрузок N, M, Q - передаваемых колонной без учета веса фундамента, при $\gamma > 1$:

$$M = M + Q \cdot h; e = M / N ;$$

(34.15)

Затем вычисляют изгибающие моменты по граням колонны и уступов фундамента, как в консольной плите: в направлениях действия момента – от среднего давления на этих участках (рис.10.4,б); для сечения 1-1

$$M = P (a - a_0) b / 8 \quad (34.16)$$

где $P = (P_1 + P_2) / 2$; в направлении , перпендикулярном плоскости действия момента, от давления $p = N / I (ab)$; для сечения 2-2

$$M = p (b - b_0) a / 8 \quad (34.17)$$

После определения моментов подсчитывают требуемое количество арматуры в каждом направлении по формуле

$$A = M / I (0,9 h R) \quad (34.18)$$

где h - расчетная высота рассматриваемого сечения.

34.2 ЛЕНТОЧНЫЕ ФУНДАМЕНТЫ

Ленточные фундаменты устраивают под сплошные стены (рис.10.1,б) и под рядами колонн в виде отдельных (рис.10.5,б) или перекрестных лент (10.5,а).

ФУНДАМЕНТЫ ПОД СТЕНАМИ обычно делают сборными, собираемыми из отдельных блоков- подушек, на которые опираются фундаментные блоки. Блоки-подушки могут быть сплошные - прямоугольного и трапецевидного профилей, ребристые и пустотные. Наибольшее распространение получили сплошные блоки трапецевидного профиля. Они имеют простую геометрическую форму, армируются понизу одной сеткой и поэтому более просты в изготовлении, чем блоки других типов. Блоки-подушки укладывают вплотную и с зазором. Ширину их определяют из расчета основания - делением нормативной нагрузки на сопротивление грунта. Расчет прочности подушки производят только в поперечном направлении, рассматривая выступы как консоли, загруженные реактивным давлением грунта p (без учета массы подушки и грунта на ней). Площадь арматуры подбирается по моменту $M = p l^2 / 2$, l -вылет консоли (см.рис.10.1,б)

Толщину сплошной подушки h назначают из условия восприятия поперечной силы $Q = p l$ одним бетоном (без поперечного армирования), принимая ее не менее 200 мм.

ЛЕНТОЧНЫЕ ФУНДАМЕНТЫ ПОД РЯДАМИ КОЛОНН (рис.10.5,а,б) выполняют обычно монолитными, таврового сечения с покоем понизу. В продольном направлении отдельная лента работает на изгиб, как балка, находящаяся под воздействием сосредоточенных нагрузок от колонн и отпора грунта снизу. Ребра армируют подобно неразрезным балкам. Продольную арматуру определяют расчетом прочности нормальных сечений на изгибающий момент, поперечную - расчетом наклонных сечений на поперечную силу. Фундаменты армируют сварными или вязаными каркасами. При армировании сварными каркасами в ребре должно быть не менее двух каркасов при $b < 400$ мм, не менее трех при $b = 400$ мм и не менее четырех - при $b > 800$ мм. Плоские каркасы объединяют в пространственные. Для этого к верхним продольным стержням приваривают соединительные стержни или на них укладывают сварные сетки. Поскольку в процессе возведения и эксплуатации сооружения возможны неравномерное нагружение фундамента и его неравномерная осадка, в ребрах укладывают непрерывную продольную верхнюю и нижнюю арматуру в количестве $= 0,2...0,4\%$.

Свесы полок тавра работают под воздействием отпора грунта как консоли, защемленные в ребре. Толщину полки назначают из условия, что бы в ней не требовалась арматура для восприятия поперечной силы. Для армирования полок целесообразно применять сварные сетки с рабочей арматурой в двух направлениях. При этом поперечные стержни используют как арматуру полки, а продольные включают в площадь нижней рабочей арматуры.

При расчете фундаментные ленты большого поперечного сечения и сравнительно малой длины при небольших расстояниях между колоннами можно считать абсолютно жесткими, поскольку деформации конструкции малы по сравнению с деформациями основания. Распределение давления по подошве таких фундаментов можно приближенно принимать по линейному закону. Абсолютно жесткий ленточный фундамент рассчитывают как статически неопределимую балку, на которую сверху действует нагрузка колонн, а снизу - реактивный отпор грунта. Размеры площади подошвы фундамента в этом случае устанавливают как для фундаментов, нагруженных внецентренно (или центрально) вдоль ленты. При симметричном нагружении ленты вдоль ее оси эпюра давления на грунт имеет вид прямоугольника, при несимметричном трапеции.

Фундаментные ленты большой длины, загруженные колоннами, расположенными на значительных расстояниях, считаются гибкими, поскольку их перемещения соизмеримы с перемещениями основания. Железобетонные гибкие ленточные фундаменты рассчитывают как балки на упругом основании. При этом широкое применение нашли два метода расчета. Метод, основанный на гипотезе Винклера, предполагает, что величина осадки в какой-либо

точке основания прямо пропорциональна давлению, приложенному к этой точке, и не зависит от осадки других точек. Согласно другому методу грунт рассматривают как однородное упругое тело, бесконечно простирающееся вниз и в стороны и ограниченное сверху плоскостью. Такое основание принято называть упругим полупространством. Расчет железобетонных ленточных фундаментов как балок на упругом основании и упругом полупространстве детально разработан и изложен в специальной литературе. 34.3

СПЛОШНЫЕ ФУНДАМЕНТЫ

Конструктивные решения сплошных фундаментов аналогичны решениям монолитных железобетонных перекрытий и могут проектироваться как ребристые или безбалочные плиты, нагруженные снизу отпором грунта, а сверху-сосредоточенными или распределенными нагрузками от колонн или стен.

В ребристых плитах ребра располагают сверху или снизу плиты. Последнее решение предпочтительнее, особенно в зданиях с подвалом, поскольку в этом случае не требуется устройства опалубки ребер (бетон можно укладывать в траншеи) и упрощается устройство пола подвала. Безбалочные плиты целесообразны при сетке колонн, близкой к квадратной (см. рис.10.1,в). Применяют также коробчатые (рамные) фундаменты под многоэтажные здания и некоторые другие высокие сооружения. Они состоят из верхней и нижней плит и системы продольных и поперечных вертикальных ребер (диаграмм).

ТЕМА №15: **ТОНКОСТЕННЫЕ ПРОСТРАНСТВЕННЫЕ ПОКРЫТИЯ**
(2 часа)

ЛЕКЦИЯ №52.

Рассматриваемые вопросы:

1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ
2. КОНСТРУКТИВНЫЕ ОСОБЕННОСТИ ТОНКОСТЕННЫХ ПРОСТРАНСТВЕННЫХ ПОКРЫТИЙ
3. ПОКРЫТИЯ С ПРИМЕНЕНИЕМ ЦИЛИНДРИЧЕСКИХ ОБОЛОЧЕК И ПРИЗМАТИЧЕСКИХ СКЛАДОВ
4. ПОКРЫТИЯ С ОБОЛОЧКАМИ ПОЛОЖИТЕЛЬНОЙ ГАУССОВОЙ КРИВИЗНЫ, ПРЯМОУГОЛЬНЫЕ В ПЛАНЕ
5. ПОКРЫТИЯ С ОБОЛОЧКАМИ ОТРИЦАТЕЛЬНОЙ ГАУССОВОЙ КРИВИЗНЫ, ПРЯМОУГОЛЬНЫЕ В ПЛАНЕ
6. КУПОЛА
7. ВОЛНИСТЫЕ СВОДЫ
8. ВИСЯЧИЕ ПОКРЫТИЯ

1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

Пространственные покрытия представляют системы, образуемые из тонкостенных оболочек (тонких плит) и контурных конструкции (бортовых элементов, опорных колец, диафрагм в виде балок, ферм, арок, брусьев и т. п.). Оболочкам придают очертания криволинейных поверхностей или многогранников.

Тонкостенные пространственные покрытия применяют с использованием в них (рис. xxx-1, а—ж):

цилиндрических оболочек и призматических складок; оболочек вращения с вертикальной осью (купола) . оболочек двоякой положительной и отрицательной гауссовой кривизны, преимущественно прямо-угольных в плане; составных оболочек, образованных из нескольких элементов, по форме пересекающихся криволинейных поверхностей.

Особое место занимают волнистые своды, т.е. многоволновые или многоскладчатые покрытия в виде сводов (складок) с малыми размерами волны по сравнению с длиной пролета (рис. xxx-1, з), а также висячие покрытия (на вантах), весьма разнообразные по форме в пространстве и в плане (две схемы представлены на рис. xxx-I, и, к).

В практике находят применение многие другие разновидности тонкостенных пространственных покрытий.

Тонкостенные пространственные покрытия особенно целесообразны при строительстве производственных и гражданских зданий в условиях, когда требуется перекрывать помещения больших размеров (порядка 30*30 м и более) без промежуточных опор. Впрочем, их успешно применяют и при меньших пролетах.

В пространственных покрытиях благодаря работе конструкции в обоих направлениях в плане достигаются лучшее использование материалов, его существенная экономия, значительное уменьшение собственного веса в сравнении с покрытиями из плоских элементов (кровельных панелей, ферм, балок, арок, подстропильных конструкций). Пространственные покрытия обладают особой архитектурной выразительностью.

За рубежом тонкостенные пространственные покрытия возводят главным образом в виде монолитных конструкций с применением на строительной площадке лесов и опалубки.

На территории бывшего Советского Союза пространственные покрытия осуществляются преимущественно сборными, что отвечает принципу индустриализации строительства.

Тонкостенные пространственные железобетонные оболочки появились в 20-х годах текущего столетия, первые цилиндрические железобетонные оболочки построены над резервуаром для воды в Баку (1925 г.), затем в зданиях Харьковского почтамта (1928 г.), Московской автобазы (1929 г.), Ростовского завода сельскохозяйственных машин (1931 г.) и впоследствии на многих других объектах. Первый железобетонный купол был сооружен над Московским планетарием (1929 г.), позже купола сооружались над Новосибирским городским театром (1934 г.), Московским театром сатиры (1939 г.) и т. д.

По мере развития строительной индустрии тонкостенные пространственные конструкции непрерывно совершенствовались. При этом все шире практикуется предварительное напряжение контурных конструкций и угловых зон оболочек, используются легкие бетоны, изготавливаются сборные пространственные панели-оболочки на пролет (цилиндрической формы—КЖС, гиперболической и др.), применяются армоцементные пространственные конструкции, а также железобетонные оболочки в сочетании со стальными диафрагмами и др.

Поверхности двоякой кривизны могут быть образованы способом вращения некоторой плоской кривой (образующей) вокруг оси, находящейся вместе с ней в одной плоскости (рис. xxx- 1, в), или способом переноса, т.е. поступательным перемещением плоской образующей по параллельным направляющим (рис. xxx-1.е). Поверхность двоякой кривизны может быть получена также перемещением плоской кривой (в частном случае — прямой) по двум непараллельным непересекающимся направляющим (рис. xxx-1, д).

Для покрытий чаще всего применяют пологие оболочки с подъемом поверхности не более $1/5$ — $1/6$ доли любого размера основания.

Криволинейная поверхность положительной гауссовой кривизны характеризуется тем, что центры кривизн дуг всех нормальных сечений, проведенных через каждую точку, лежат по одну сторону поверхности. Если эти центры расположены с обеих сторон, то такая поверхность называется поверхностью отрицательной гауссовой кривизны.

Исследованиями установлено, что пространственные покрытия с применением оболочек, подобно другим железобетонным конструкциям в начальной стадии загрузки (до образования трещин в бетоне растянутых зон), деформируются упруго. После образования трещин по мере роста нагрузок и напряжений в бетоне и арматуре в них нарастают неупругие деформации вплоть до стадии предельного равновесия. Хорошо изучены оболочки в упругом состоянии. Исследования в неупругом состоянии и в стадии предельного равновесия еще не завершены; они перспективны тем, что позволяют повысить надежность и экономичность конструкций.

В общем случае в нормальных сечениях оболочек возникают нормальные силы N_1 и N_2 , сдвигающие силы N_{12} и N_{21} , изгибающие моменты M_1 и M_2 , поперечные силы Q_1 и Q_2 , крутящие моменты H_1 и H_2 (рис. xxx-2).

Тонкостенные оболочки имеют малую жесткость на изгиб в сравнении с жесткостью против действия сил, развивающихся в срединной поверхности. Поэтому внешние нагрузки, действующие перпендикулярно срединной поверхности, воспринимаются преимущественно силами N_1 , N_2 , N_{12} . Поэтому в большинстве оболочек, загруженных общими для покрытия нагрузками (собственный вес, снег), почти по всей области оболочки возникает безмоментное напряженное состояние, а полное напряженное состояние — лишь в отдельных зонах там, где происходит заметное искривление срединной поверхности оболочки. Это искривление наблюдается в местах примыкания оболочки к контурным конструкциям, резкого или скачкообразного изменения нагрузки, резкого или скачкообразного изменения кривизны поверхности, а также в зонах приложения местных нагрузок (сосредоточенных на малых площадях).

Безмоментное напряженное состояние тонкостенных пологих оболочек (см. рис. xxx-2) описывается уравнением равновесия на ось от нагрузки и внутренних усилий, отнесенных к элементу единичных размеров основания оболочки.

На стадии определения конструктивного решения пространственного покрытия целесообразно применять приближенные способы расчета. При рабочем проектировании, в особенности при расчете перемещений, следует пользоваться более точными методами, учитывающими образование трещин в бетоне, неупругие свойства бетона и высокопрочной арматуры, податливость стыковых соединений элементов сборных конструкций и др., применяя, например, методы конечного элемента, ориентированные на реализацию вычислений посредством ЭВМ. Впрочем, при определении внутренних сил и моментов в тонкостенных оболочках многие приближенные способы расчета дают вполне приемлемые результаты, часто с точностью выше реальных допусков, практикуемых при подборе толщины оболочки, сечений арматуры.

2. КОНСТРУКТИВНЫЕ ОСОБЕННОСТИ ТОНКОСТЕННЫХ ПРОСТРАНСТВЕННЫХ ПОКРЫТИЙ

Схему тонкостенного пространственного покрытия выбирают в зависимости от назначения сооружения, его архитектурной компоновки, размеров, а также от способа возведения. При сборных покрытиях конструкция их должна быть такой, чтобы обеспечивались наименьшая трудоемкость при изготовлении сборных элементов, их многократная повторяемость, простота монтажных стыков, доступность средств монтажа, использование в процессе сборки минимального числа инвентарных поддерживающих приспособлений. В монолитных покрытиях должна предусматриваться возможность применения передвижной или переставной многократно используемой опалубки.

Конструкция пространственного тонкостенного покрытия должна удовлетворять в целом и в отдельных частях требованиям прочности, устойчивости, трещиностойкости, перемещениям под нагрузкой, установленным нормами для условий эксплуатации, изготовления, транспортирования и возведения, в частности и при укрупнительной монтажной сборке заводских элементов, при раскруживании временных опор и т. п.

Чтобы придать сборным элементам необходимую прочность и жесткость на период изготовления, перевозки и монтажа, их обычно снабжают бортовым окаймлением по контуру. В этом случае оболочка получается ребристой.

Конструкцию стыка элементов сборных оболочек выбирают в зависимости от характера и интенсивности усилий, действующих в стыке. Стыки во всех случаях необходима заполнять бетоном. Для обеспечения плотного заполнения шва ширину его следует назначать не менее 30 мм, если толщина (высота) элемента в месте стыка не превышает 100 мм, и не менее 50 мм, если толщина элемента в месте стыка более 100 мм. Если через стык сборных элементов оболочки передается сжимающее усилие, приложенное центрально или внецентренно (но с эксцентриситетом в пределах ядра сечения), и небольшие сдвигающие силы, то достаточно ограничиться конструктивным армированием стыка, соединением выпусков арматуры внахлестку.

Растягивающие и сдвигающие усилия, передаваемые через стык, могут быть восприняты арматурой, предусматриваемой в швах; выпуски арматуры сборных элементов оболочки в монтажных стыках соединяют сваркой. Арматура сборных элементов оболочки может также соединяться с помощью привариваемых к ней закладных деталей, которые на монтаже соединяются между собой накладками на сварке. Сечение накладок и длину сварных швов определяют расчетом. Если через стык передаются значительные сдвигающие силы, то очертание граней соединяемых элементов должно приниматься такой формы, чтобы после замоноличивания в швах образовывались бетонные шпонки, препятствующие взаимному сдвигу элементов. Предварительное напряжение контурных конструкций в пространственных покрытиях весьма целесообразно, поскольку оно не только повышает трещиностойкость

растянутых областей, но в ряде случаев является простым средством объединения сборных элементов в единую систему.

В областях двухосного сжатия оболочки необходима проверка ее устойчивости. Сборные элементы должны быть проверены на прочность от усилий, возникающих в них при изготовлении и перевозке.

Подбор арматуры и конструирование тонкостенных пространственных конструкций производятся в соответствии с нормальными и касательными усилиями, а также изгибающими моментами, которые в них действуют. Максимальное значение главных 'сжимающих напряжений не должно превышать R_b . В зонах, где арматура по расчету не требуется, ее ставят конструктивно площадью не менее 0,2 % сечения бетона с шагом стержней 20—25 см. При толщине плиты более 8 см рекомендуется ставить двойные сетки.

В зонах, где главные растягивающие напряжения больше R_{bt} , усилия должны полностью восприниматься арматурой, поставленной либо в виде стержней, уложенных в близком соответствии с траекториями главных растягивающих напряжений, либо в виде сеток из продольных и поперечных стержней. Если же главные растягивающие напряжения более $3 R_{bt}$, то оболочку в этих местах рекомендуется утолстить.

Сечение арматуры для восприятия изгибающих моментов в гладких оболочках определяют как в плитах. При этом арматуру устанавливают соответственно эпюре моментов в растянутой зоне с минимальным защитным слоем бетона.

Примыкания плиты к бортовым элементам и диафрагмам следует делать плавными и армировать двойными сетками из стержней диаметром 6 — 10 мм с шагом не более 20 см.

В ребристых конструкциях сечение основной арматуры ребер определяют расчетом на восприятие моментов, возникающих при изготовлении сборных элементов, а также в период эксплуатации покрытия. Ребра армируют сварными каркасами, в которых поперечные стержни ставят диаметром 5—6 мм с шагом 20—25 см. Контурные конструкции рассчитывают по общим правилам строительной механики на усилия, передающиеся им с оболочек, и на нагрузки, действующие на них в период монтажа. Небольшие проемы и отверстия, устраиваемые в оболочках, окаймляют бортами. Площадь сечения бортов проемов в сжатых зонах оболочек принимают равновеликой площади вырезанного сечения плиты. При наличии проемов в растянутых зонах оболочек в окаймляющих бортах укладывают арматуру в количестве, необходимом для восприятия усилий, приходящихся па вырезанную часть сечения.

3. ПОКРЫТИЯ С ПРИМЕНЕНИЕМ ЦИЛИНДРИЧЕСКИХ ОБОЛОЧЕК И ПРИЗМАТИЧЕСКИХ СКЛАДОК

Покрытия с применением цилиндрических оболочек (см. рис. xxx-1, я) образуются из тонких плит, изогнутых по цилиндрической поверхности, бортовых элементов и торцовых диафрагм. Покрытие в целом поддерживается по углам колоннами. Основные параметры оболочки (рис. xxx-3, а): L_1 — пролет (расстояние между осями диафрагм); L_2 —длина волны (расстояние между бортовыми элементами); f — стрела подъема.

Очертание плиты оболочки в поперечном сечении может быть круговым, эллиптическим, параболическим и т. п.; благодаря простоте изготовления чаще применяют круговое очертание.

Оболочки бывают (рис. xxx-3) однопролетными, если вдоль прямолинейной образующей оболочка опирается на две диафрагмы, и многопролетными, если оболочка поддерживается более чем двумя диафрагмами; одноволновыми и многоволновыми, состоящими из нескольких одноволновых оболочек; гладкими и усиленными ребрами.

Напряженно-деформированное состояние оболочки зависит от соотношения размеров L_1 и L_2 . При $L_1/L_2 > 1$ оболочки условно называют длинными; при $D_1/D_2 < 1$ — короткими. Полная высота покрытия без предварительного напряжения h_1 , включая высоту бортового элемента

h_2 , составляет обычно не менее $(1/15—1/20) L_1$, в предварительно-напряженных она может быть меньше. В зависимости от длины волны h_1 принимают не менее $1/6L_2$. Толщину плиты монолитных оболочек h принимают $(1/200—1/300)L_2$, но не менее 5 см; толщину плиты сборных ребристых оболочек — не менее 3 см (по условиям изготовления). Расстояние между поперечными ребрами рекомендуется принимать не более $7 R_{yh}$ во избежание потери местной устойчивости.

На рис. xxx-4 показано (для примера) осуществленное пространственное покрытие с применением многоволновых цилиндрических оболочек.

1. Длинные оболочки

Длинная цилиндрическая оболочка под действием нагрузки от собственного веса и снега деформируется при определенных условиях подобно балке пролетом L_1 с фигурным поперечным сечением высотой h_1 , включая бортовые элементы (см. рис. xxx-3), шириной, равной длине волны L_2 ; в нижних частях поперечного сечения оболочки возникает растяжение, в верхней—сжатие.

Бортовые элементы предназначены для повышения прочностных и жесткостных характеристик поперечного сечения покрытия, размещения основной рабочей растянутой арматуры конструкции, а также для укрепления прямолинейных краев цилиндрических оболочек при действии местных нагрузок. Форма и размеры бортовых элементов определяются конструктивным решением покрытия и его расчетом.

Монолитные оболочки обычно делают гладкими. При наличии подвесных сосредоточенных грузов оболочку снабжают промежуточными поперечными ребрами. Сборные оболочки, как правило, устраивают с продольными и поперечными ребрами для усиления сборных элементов на период изготовления, перевозки и монтажа.

В качестве диафрагм применяют сплошные балки, фермы, арки с затяжками (рис. xxx-5). Для обеспечения естественного освещения и аэрации помещений цилиндрические оболочки могут быть шедового типа (рис. xxx-6, а) или с проемами в вершине (рис. xxx-6,б). Проемы окаймляют продольными ребрами при большой длине раскрепляют распорками.

По расчету цилиндрических оболочек имеется обширная литература, в создании которой главную роль сыграли советские ученые и прежде всего В. З. Власов, деятельность которого в этом направлении началась в 1933 г. На стадии определения конструктивного решения применяют упрощенные способы расчета. При определенных условиях: покрытие в целом оперто по углам, нагрузка равномерно распределенная, отношение размеров в плане $L_1/L_2 > 3$ (для промежуточных волн $L_1/L_2 \geq 2$), покрытия можно приближенно рассчитывать на прочность, жесткость и трещиностойкость как балки корытообразного профиля (см, рис. xxx-3). Прочность рассчитывают по стадии предельного равновесия при расчетных нагрузках, жесткость и трещиностойкость — при нормативных нагрузках. Односторонняя равномерно распределенная снеговая нагрузка, не превышающая $1/4$ полной симметричной нагрузки, может быть заменена в расчете симметричной нагрузкой той же интенсивности. Легкую подвижную нагрузку от тельферов грузоподъемностью до 1 т, подвешенных к бортовым элементам, при расчете можно рассматривать как симметричную, приложенную одновременно к обоим бортовым элементам. В остальных случаях длинные оболочки рассчитывают как упругие пространственно деформируемые системы.

Крайние полуволны многоволновых оболочек с бортовыми элементами, не подкрепленными в пролете, приближенно можно рассчитывать в составе симметричной одноволновой оболочки, а промежуточные волны так же, как одноволновые, но с учетом закрепления продольных краев от смещения в горизонтальном поперечном направлении (рис. xxx-7).

Для многопролетной оболочки, нагруженной равномерно распределенной нагрузкой (рис. xxx-8), достаточно рассчитать однопролетную шарнирно отертую оболочку пролетом L_0 , равным расстоянию от крайней диафрагмы до нулевой точки на эпюре моментов соответствующей

многопролетной балки, и затем изменение вдоль оболочки внутренних сил и моментов принять согласно изменению ординат в эпюре моментов указанной многопролетной балки.

Устойчивость длинных цилиндрических оболочек в деформированном под нагрузкой состоянии считается обеспеченной, если нормальные напряжения $\sigma_x = N_x/h$ и касательные напряжения $\tau = N_{xy}/h$, определенные по упругому состоянию конструкции, не превосходят значений соответственно

$$\sigma_0 = 0,25 \cdot E_{b,def} \cdot h/R_y, \quad \tau_0 = 0,3 E_{b,def} \cdot (h/R_y)^{3/2},$$
 а при сочетаниях (σ и τ отвечают условию $\sigma/\sigma_0 + (\tau/\tau_0)^3 \leq 1$

Значение модуля деформаций бетона $E_{b,def}$ устанавливается для разных видов бетона с учетом его ползучести, относительной влажности окружающего воздуха, несовершенств изготовления конструкции.

Так, для тяжелого бетона с относительной влажностью бетона выше или ниже 40 % принимают соответственно $E_{b,def} = 0,319 E_b$ и $E_{b,def} = 0,2125 E_b$.

По результатам статического расчета подбирают сечение арматуры оболочки (рис. xxx-13). Площадь сечения продольной растянутой арматуры типа I определяют (при расчете как пространственной системы) по формуле $A_s = Z_{max}/R_s$. Здесь Z_{max} — объем растягивающих усилий из эпюры N_x .

Из полученного количества A_s в покрытиях с вертикальными бортовыми элементами, расположенными ниже оболочки, примерно 80 % арматуры размещают в пределах бортового элемента, из них 60 % концентрируют внизу.

В растянутой зоне оболочки, там, где растягивающие напряжения меньше R_b , содержание продольной арматуры должно быть не менее 0,2 % площади сечения бетона.

Вдоль оболочки площадь сечения продольной арматуры типа I можно уменьшить в соответствии с изменением усилий N_x , однако до опоры должно доводиться не менее 30 %. Сокращение площади продольной арматуры достигается не обрывом стержней, а уменьшением их диаметра и сваркой в стыках.

Сжатую зону оболочки в продольном направлении армируют конструктивно стержнями $d = 5 \dots 6$ мм с шагом 20—25 см, общим сечением не менее 0,2 % площади сечения бетона.

По наибольшим значениям ординат эпюры M_y определяют сечения арматуры как для плиты и укладывают стержни ее в направлении волны в соответствии со знаком эпюры.

В монолитных оболочках оба вида стержней объединяют в сетку типа II, которую размещают по всей оболочке (рис. xxx-13,а).

Вблизи диафрагм касательные усилия N_{xy} принимают максимальное значение. Они вызывают главные растягивающие усилия, направленные под углом 45° к прямолинейной образующей. Там, где главные растягивающие напряжения больше R_{bt} , они передаются на одну арматуру, причем, если недостаточно сетки типа II, ставят дополнительную арматуру типа III (наклонные стержни или ортогональные сетки), анкеруемую в бортовых элементах и диафрагмах.

В местах примыкания оболочки к диафрагмам предусматривают арматуру типа IV, рассчитываемую согласно эпюре M_x .

В многоволновых оболочках около промежуточных бортовых элементов ставят дополнительные по-перечные стержни $d = 6 \dots 10$ мм с шагом 10—20 см (рис. xxx-13,б), воспринимающие опорные моменты M_y .

В многопролетных оболочках в пределах приопорных участков длиной L_3 (см. рис. xxx-8) изменение усилий N_x в продольном направлении принимается пропорциональным изгибающим моментам, а изменение усилий N_{xy} — пропорциональным поперечным силам аналогичной неразрезной балки. Эпюру изгибающих моментов M_y на длине участков L_3 принимают постоянной.

По поперечному сечению оболочки в средней половине ее растянутой части эту арматуру можно располагать равномерно, в боковых четвертях — в соответствии с треугольной эпюрой. Вдоль оболочки в каждую сторону от промежуточной диафрагмы арматуру доводят полностью

на длину не менее $0,6L_3$ (рис. xxx-13,е), а половину ее продолжают до расстояния $1,2L_3$ от промежуточной диафрагмы .

На диафрагмы с оболочки передаются касательные усилия, действующие в ее срединной поверхности (рис. xxx-14). Статический расчет диафрагм состоит в определении внутренних моментов и усилий M , N и Q от действия нагрузки N_{xy} с учетом конструктивных особенностей диафрагмы и ее собственного веса.

В диафрагмах-фермах усилия N_{xy} со срединной поверхности оболочки переносят на ось верхнего пояса с моментом и приводят к узловым нагрузкам. Определение продольных усилий в элементах ферм и конструирование их производят по обычным правилам.

Арочные диафрагмы с затяжками (рис. xxx-14, б) по конструкции подобны обычным аркам. Под действием усилий N_{xy} средняя часть арки испытывает внецентренное растяжение; приопорные части испытывают внецентренное сжатие; затяжки растянуты.

В строительстве сборные покрытия с длинными цилиндрическими оболочками применяли в двух вариантах разрезки на сборные элементы: в одном оболочки от бортовых элементов не отделяли, в другом отделяли.

В первом варианте (рис. xxx-15,а) все сборные элементы объединяются в единую систему с помощью предварительно напрягаемой арматуры, пропускаемой в продольных каналах. Однако в этом варианте сборные элементы имеют сложную форму; необходима высокая точность при устройстве каналов для арматуры; монтаж покрытия дорог, поскольку сборку покрытия производят на лесах.

Во втором варианте (рис. xxx-15,б) сборные элементы проще, монтаж ведут без лесов (панели оболочки укладывают на бортовые элементы, подкрепленные на период монтажа). Однако швы между панелями и бортовыми элементами сложны (должны быть шпоночной формы для надежной передачи касательных усилий), качественное их выполнение и контроль затруднительны.

В строительстве применялись и другие способы разрезки цилиндрических оболочек на сборные элементы: так, удачные решения получены для покрытий с небольшим подъемом оболочек вдоль продольной оси. В зарубежной практике широко применяют покрытия с длинными цилиндрическими оболочками. Их выполняют в монолитном железобетоне, что в условиях индивидуального строительства, отсутствия производственной базы сборного железобетона себя оправдывает.

2. Короткие оболочки

Цилиндрические оболочки называют короткими, если отношение их размеров в плане $L_1/L_2 < 1$ (рис. xxx-16). Опытом установлены практические рекомендации по конструированию монолитных коротких оболочек при $L_2 = 12...30$ м, $L_1 = 6...12$ м и $f \geq (1/7)L_2$. Толщины плиты принимают по производственным условиям, без расчета, равной 5-6 см при $L_1 = 6$ м и 7-8 см при $L_1 = 9...12$ м., при классах бетона В20—В30. Бортовой элемент назначают высотой $h_2 = 1/10...1/15L_1$ и шириной $d = 0,2...0,4 h_2$. Плиту армируют конструктивно сеткой из стержней $d = 5...6$ мм с шагом 10—20 см.

Рассчитывают такие оболочки упрощенным способом. В направлении L_1 оболочку рассчитывают как балку. В однопролетной одноволновой оболочке в середине пролета изгибающий момент

$$M = 0,125(q \cdot L_2)L_1^2$$

Необходимое сечение продольной растянутой арматуры $A_s = M/R_s \cdot z$.

Эту арматуру укладывают в бортовые элементы. Если однопролетная оболочка многоволновая, то в промежуточных бортовых элементах сечение арматуры равно A_s , в крайних должно быть $A_s/2$. В средних пролетах многопролетных оболочек сечение арматуры принимается вдвое меньшим. Продольные стержни арматуры бортовых элементов объединяют в сварные каркасы, причем поперечную арматуру в них ставят конструктивно. Вблизи бортовых

элементов оболочку армируют дополнительными сетками (рис. xxx-17,а). Над диафрагмами также ставят дополнительную арматуру, которую заводят на длину $0,1L_1$, в каждую сторону от диафрагмы. Дополнительную арматуру в обоих случаях принимают такой же, как и основную сетку. В направлении L_2 диафрагму рассчитывают во взаимодействии с плитой оболочки (рис. xxx-18).

Сборное покрытие с применением коротких цилиндрических оболочек образуется из диафрагм, кровельных ребристых панелей П-образного поперечного сечения и бортовых элементов (рис. xxx-19,а). Швы между сборными панелями должны быть заполнены бетоном и перекрыты анкерными связями. Швы между панелями и диафрагмами конструируют шпоночной формы. К достоинствам сборной конструкции относится простота изготовления элементов и монтажа покрытия, а также высокая общая жесткость системы. Однако узел сопряжения кровельных плит с фермами сложен. Другое конструктивное решение с использованием коротких цилиндрических оболочек реализуется в покрытии из плит типа КЖС шириной 3 м, перекрывающих пролеты 12—24 м (рис. xxx-19,б). Плиты КЖС представляют собой пологую тонкостенную цилиндрическую оболочку с кривизной в продольном направлении, подкрепленную двумя продольными ребрами—диафрагмами переменного сечения — и усиленную на поперечных сторонах контура. Основную предварительно напрягаемую рабочую арматуру размещают в ребрах. Плиты КЖС нашли широкое применение в строительстве.

3. Призматические складки

Покрытия с применением призматических складок образуются из плоских плит-граней (монолитно связанных по ребрам), бортовых элементов и диафрагм (рис. xxx-20,а).

Складки различают одно- и многопролетные, одно- и многоволновые. При расчете их в направлении L_1 используют те же упрощения, что и при расчете длинных цилиндрических оболочек.

Складчатые покрытия в направлении волны L_2 работают на изгиб подобно многопролетным балочным плитам с ломаной осью (ребра считаются опорами) (рис. xxx- 20, б). Ширину граней делают до 3—3,5 м. В трехгранных складках длина волны $L_2=9\ldots 12$ м. Пролет складки L_1 обычно берут больше L_2 , высоту складки принимают $1/7\ldots 1/10L_1$.

Грани складки армируют вдоль волны в соответствии с эпюрами изгибающих моментов подобно многопролетным плитам. Продольную сжатую арматуру граней (вдоль L_1) ставят конструктивно из стержней $d=5\ldots 8$ мм с шагом 20—25 см. Количество растянутой продольной арматуры складки определяют расчетом в направлении пролета L_1 ; ее располагают в бортовых элементах.

В остальном покрытия с призматическими складками конструируют по указаниям для покрытий с длинными цилиндрическими оболочками.

4. ПОКРЫТИЯ С ОБОЛОЧКАМИ ПОЛОЖИТЕЛЬНОЙ ГАУССОВОЙ КРИВИЗНЫ, ПРЯМОУГОЛЬНЫЕ В ПЛАНЕ

Железобетонные прямоугольные в плане покрытия с оболочками положительной гауссовой кривизны по расходу материалов экономичнее цилиндрических оболочек на 25—30 %. Для них допускается еще более редкое размещение опор, благодаря чему создаются исключительно благоприятные условия для эксплуатации многих помещений производственного и общественного назначения.

Конструкция покрытия состоит из тонкостенной плиты, изогнутой в двух направлениях, и диафрагм, располагаемых по контуру, связанных с ней монолитно (см. рис. xxx- 1,д, xxx-21,а). В целом покрытие опирается по углам на колонны; возможно опирание оболочки и по всему контуру.

Из всего многообразия криволинейных поверхностей для этих оболочек применяли поверхности переноса, эллиптического параболоида, шара, вращения (как с вертикальной, так и горизонтальной осью вращения).

Оболочки двойной кривизны выполняют преимущественно пологими, т.е., с отношением высоты подъема к любому размеру плана не более чем 1 : 5. В пологих оболочках указанные поверхности при одном и том же основании и одинаковом подъеме близки по очертанию; поэтому в практике проектирования и строительства, когда это целесообразно, их можно взаимно заменять.

Тонкостенные оболочки покрытий, как отмечалось выше, вследствие малой жесткости на изгиб при определении усилий по крайней мере в процессе поиска конструктивного решения, можно рассчитывать как безмоментные, т.е. с учетом лишь усилий N_x , N_y , N_{xy} (рис. xxx-21,б). Изгибающие моменты, возникающие только в зонах местного изгиба, могут быть выявлены отдельно.

Поддерживающие одиночную оболочку плоские диафрагмы считаются совершенно гибкими из своей плоскости; в своей плоскости вдоль контура и в вертикальном направлении во многих случаях (сплошные железобетонные балки, некоторые фермы) их можно принимать недеформируемыми. Этим определяются условия на контуре оболочки: при $x=\pm a$, так же как и при $y=\pm b$, должно быть $N_x=N_y=0$.

В оболочке переноса (см. рис. xxx-21,а), если оси координат совпадают с направлениями главных кривизн, кривизна кручения $k_{xy}=0$.

Диафрагмы воспринимают с оболочки касательные усилия N_{xy} . На эти усилия и нагрузку от собственного веса рассчитывают конструкции диафрагм.

Армируют оболочки в соответствии с усилиями, возникающими в них под действием внешней нагрузки. В углах укладывают наклонную арматуру типа I из расчета восприятия главных растягивающих усилий; в приконтурных зонах ставят арматуру типа II, предназначенную для восприятия местных изгибающих моментов; по всей оболочке размещают конструктивную арматуру типа III. Арматуру I целесообразно подвергать предварительному напряжению.

По касательным усилиям N_{xy} рассчитывают связи оболочки с диафрагмой. Диафрагмы конструируют по типу балок, ферм или арок с затяжками; затяжки арок и нижние пояса ферм делают предварительно напряженными. В угловых частях оболочки действуют наибольшие сжимающие усилия в диагональном направлении.

Устойчивость гладких оболочек данного вида в центре покрытия считается обеспеченной, если ее полная расчетная равномерно распределенная нагрузка q не превышает значения $q = 0.2 \cdot E_{b,def} \cdot h / R_2^2 \cdot k$, где R_2 —большин из двух главных радиусов кривизны поверхности; $E_{b,def}$ —модуль деформации бетона; k —коэффициент, зависящий от отношения R_2/R_1 , принимаемый по интерполяции между значениями $k=1,17$ при $R_2/R_1=1,5$ и $k=1,98$ при $R_2/R_1=2,5$.

В отечественной практике сборные покрытия с пологими оболочками положительной гауссовой кривизны выполнялись по трем конструктивным схемам. В одной из них (рис. xxx-24,а) оболочку переноса членили на панели с одинаковыми номинальными размерами в плане 3X3 м. Панели делали плоскими, усиленными по контуру ребрами, в средней части оболочки—квадратными, в периферийной — ромбовидными. В угловых панелях для предварительно напрягаемой угловой арматуры предусматривали диагональные ребра с продольными каналами. В зонах действия больших касательных усилий швы панелей конструировали шпоночной формы. К недостаткам такой конструкции относятся сравнительно мелкие размеры сборных элементов, дорогой и трудоемкий монтаж на сложных кондукторах, большое число швов и сварных соединений.

В другой конструктивной схеме (рис. xxx-24, б) сферическую оболочку членили на цилиндрические панели с номинальными размерами в поверхности оболочки 3 X 12 м. Здесь

нет недостатков, присущих предыдущей схеме, однако длинные цилиндрические панели сложны при изготовлении и транспортировании, а наклонные плоскости контурных конструкций ограничивают возможности архитектурного решения здания.

В третьей конструктивной схеме (типовые конструкции серии 1.466-1 для сетки колонн 18x24 и 18x30 м, см. рис. xxx-24, в) оболочка вращения (с горизонтальной осью) подразделена на три пояса: средний, состоящий из однотипных цилиндрических ребристых плит, прямоугольных в плане с номинальными размерами 3x6 м, и два крайних пояса — из однотипных цилиндрических плит трапециевидной формы. В схеме оболочки предусмотрены доборные приконтурные элементы в среднем и крайних поясах.

В качестве контурных конструкций могут быть приняты сегментные фермы: безраскосные, подобные типовым (фермы серии 1.463-3) или с треугольной решеткой, также аналогичные типовым (фермы серии ПК 01-129/78). Данная схема может применяться и для покрытий многоволновых в обоих направлениях в плане.

5. ПОКРЫТИЯ С ОБОЛОЧКАМИ ОТРИЦАТЕЛЬНОЙ ГАУССОВОЙ КРИВИЗНЫ, ПРЯМОУГОЛЬНЫЕ В ПЛАНЕ

Рассмотрим покрытия прямоугольные в плане с оболочками отрицательной гауссовой кривизны, с криволинейными поверхностями второго порядка (гиперболический параболоид). Они применяются двух разновидностей: в одном случае—сторонам контура основания параллельны линии главных кривизн поверхности (рис. xxx-25,а); в другом—линии главных кривизн поверхности направлены вдоль диагоналей основания (рис. .25,б).

Оболочки первой разновидности можно рассматривать как оболочки с поверхностями переноса. При этом следует учесть, что, поскольку кривизна поверхности в направлении оси ox отрицательна, усилия N_x будут растягивающими. В направлении положительной кривизны сохранится сжатие. Растягивающие усилия N_x должны быть полностью восприняты рабочей арматурой, которую следует предварительно напрягать.

Членение оболочек отрицательной гауссовой кривизны на сборные элементы производится аналогично членению, показанному на рис. xxx-24.