

## 1) Основы проектирования конструкций зданий и сооружений. Унификация и типизация.

Конструкции промышленных и гражданских зданий состоят из отдельных элементов, связанных в единую систему. Отдельные элементы зданий — плиты и балки перекрытий, колонны, стены и др. — должны обладать прочностью и устойчивостью, достаточной жесткостью, трещиностойкостью и участвовать в общей работе здания. Конструктивные схемы зданий, удовлетворяющие требованиям, могут быть каркасными и панельными (бескаркасными), многоэтажными и одноэтажными. Каркас многоэтажного здания образуют основные вертикальные и горизонтальные элементы — колонны и ригели. Каркас одноэтажного здания образуют колонны, заделанные в фундамент, и ригели, шарнирно или жестко соединенные с колоннами. Железобетонные конструкции при всех возможных конструктивных схемах зданий должны быть индустриальными и экономичными.

В каркасных зданиях горизонтальные нагрузки (ветровые, крановые, сейсмические и др.) могут восприниматься совместно каркасом и вертикальными связевыми диафрагмами, соединенными перекрытиями в единую пространственную систему или только каркасом как рамной конструкцией при отсутствии вертикальных диаграмм. В многоэтажном панельном здании горизонтальные воздействия воспринимаются совместно продольными и поперечными стенами, соединенными с помощью перекрытий в единую пространственную систему. При различных конструктивных схемах железобетонные конструкции должны быть экономичными и индустриальными с минимальными затратами ручного труда. По способу изготовления здания могут быть сборными, монолитными и сборно-монолитными.

С изменением температуры железобетонные конструкции деформируются — укорачиваются или удлиняются; вследствие усадки бетона — укорачиваются. При неравномерной осадке основания части конструкций взаимно смещаются в вертикальном направлении. В большинстве случаев железобетонные конструкции представляют собой статически неопределимые системы и поэтому от изменения температуры, усадки бетона, а также от неравномерной осадки фундаментов в них возникают дополнительные усилия, что может привести к появлению трещин или к разрушению части конструкции. Чтобы уменьшить усилия от температуры и усадки, железобетонные конструкции делают по длине и ширине температурно-усадочными швами на отдельные части — деформационные блоки. Температурно-усадочные швы выполняют в наземной части здания — от кровли до верха фундамента, разделяя при этом перекрытия и стены. Осадочные швы, служащие одновременно и температурно-усадочными, устраивают между частями зданий разной высоты или в зданиях, возводимых на участке с разнородными грунтами; такими швами делают и фундаменты. Осадочные швы устраивают с помощью вкладного пролета из плит и балок. Осадочный шов служит одновременно и температурно-усадочным швом здания.

Типизация и унификация и укрупнение сборных ЖБК.

Типизация элементов — для каждого конструктивного элемента здания отбирают наиболее рациональный, проверенный на практике, тип конструкции с наилучшими по сравнению с другими решениями технико-экономическими показателями. Выбранный таким образом тип элемента принимают для массового изготовления.

В результате работы по типизации составлены каталоги сборных железобетонных элементов, которыми руководствуются при проектировании различных зданий.

В условиях применения унифицированных конструктивных схем и широкого использования типизации элементов сборных конструкций необходима взаимная увязка размеров зданий и их элементов.

Технологичными называют элементы, конструкция которых допускает их массовое изготовление на заводе или полигоне с использованием высокопроизводительных машин и механизмов без трудоемких ручных операций. Технологичность конструкций зависит от технологии изготовления.

Унификация. Чтобы одни и те же типовые элементы можно было широко применять в различных зданиях, расстояние между колоннами в плане, (сетку колонн) и высоту этажей унифицируют, т.е. приводят к ограниченному числу размеров. Основой унификации служит единая модульная система. Предусмотрено три категории размеров типовых элементов. Зданий: номинальные, конструктивные и натурные. Номинальные размеры — расстояния между разбивочными осями здания в плане. Натурные размеры элемента — фактические размеры, которые в зависимости от точности изготовления могут отличаться от конструктивных размеров на некоторую величину, называемую допуском (3...10 мм). Конструктивные размеры отличаются от номинальных на размер швов и зазоров.

Укрупнение элементов. Сборные железобетонные элементы конструкций зданий в процессе проектирования необходимо укрупнять. При монтаже зданий из укрупненных элементов сокращается число монтажных операций по их подъему и установке, уменьшается число стыковых сопряжений, выполняемых во время монтажа, повышается степень заводской готовности элементов, а следовательно, уменьшается объем отделочных работ на площадке.

Поскольку степень укрупнения элементов в некоторых случаях ограничивается предельно допустимой их массой, целесообразно создавать конструкции с облегченной формой сечения, тонкостенные, пустотные и т. п., применять бетон высокого класса и высокопрочную арматуру. Рационально проектировать конструкции из бетонов на легких заполнителях.

## 2) Одноэтажные промышленные здания.

Конструктивными и технологическими особенностями 1-этажного промышленного здания является оборудование их транспортными средствами — мостовыми и подвесными кранами. К элементам конструкций 1-этажного промышленного здания с балочным покрытием относят: колонны (стойки), заделанные в фундамент, ригели покрытия, опирающиеся на колонны (балки, фермы, арки), плиты покрытия, уложенные по ригелям, подкрановые балки, световые и аэрационные фонари. Основная конструкция каркаса — поперечная рама, образованная колоннами и ригелями.

**Несущие элементы здания. Конструкции поперечных рам и продольных рам.**

Несущие конструкции одноэтажных зданий из сборных железобетонных элементов принято делить на поперечные и продольные. **Поперечные конструкции** каркаса здания называют рамами; они воспринимают нагрузки от покрытия, снега, кранов, ветра, действующего на продольные стены и фонари, а при каркасных стенах — также нагрузки от стен. В отдельных случаях рамы могут быть рассчитаны и на восприятие других нагрузок и воздействий, например сейсмических.

**Продольные конструкции** здания обеспечивают устойчивость поперечных рам и воспринимают продольные нагрузки от торможения кранов и от ветра, действующего на торцовые стены здания и торцы фонарей. Продольные конструкции могут воспринимать и другие нагрузки и воздействия, в том числе сейсмические. Поперечные конструкции (рамы здания) состоят из основных несущих элементов каркаса здания: стоек и ригелей. В одноэтажных зданиях сборные железобетонные рамы могут быть однопролетные, двухпролетные и многопролетные. В современном промышленном строительстве преобладают многопролетные здания.

Сборные железобетонные поперечные рамы собирают из стоек (в одноэтажных зданиях их называют колоннами) и ригелей, в качестве которых используют сплошные элементы — балки покрытия (называемые в дальнейшем стропильными балками) либо решетчатые элементы — фермы покрытия (называемые в дальнейшем стропильными фермами). Ригели поперечных рам по своей конструкции могут быть сплошными или сквозными, а соединение их со стойками — жесткое или шарнирное. Выбор

очертания и формы сечения ригеля, его конструкции и характера соединения со стойками зависит от размера перекрываемого пролета, вида кровли, принятой технологии изготовления и монтажа.

**Колонны** 1эт здания классифицированы в зависимости от характера изменения поперечного сечения по длине, характера конструкции, видов соединений заводских элементов и конструктивной схемы. Колон бывают с постоянным сечением с переменным — ступенчатые. Колон с пост сечен прим в зданиях без мост кранов. В остальных случаях прим ступенч колонны. По характеру конструкции различают колонны сплошные, имеющие сплошную стенку м/у поясами, и сквозные, в кот пояса ветвей соединены друг с другом решеткой или планками. Сплошные - при  $Q$  до 30 т и отн небольшой выс зд-я (до 12 м); сквозные - при  $Q > 30$  т и выс зд-я  $> 12$  м. Сквозные - более эконо по затрате металла, но трудоемки в изготовлении. Широкое прим им колонны смешанного типа, в которых верхние (надкрановые) участки, вследствие ограниченных габаритов, выпол сплош, а ниж — сквоз (большинство ступенчатых колонн 1эт промышленных зданий).

**Ригели** поперечных рам сплошные или сквозные, а соединение их со стойками жесткое или шарнирное. Жесткое соединение приводит к уменьшению изгибающего момента, но при этом не достигается независимая типизация ригелей и колонн рамы, т.к. нагрузки, приложенные к колон, вызывают изгиб момент и в ригеле, а нагрузки, приложенные к ригелю, вызывают изгиб момент в колонне. При шарнирном соединении возможны типизация ригелей и колонн, т.к. в этом случае нагрузки, приложенные к одному из элементов не вызывают изгиб моментов в другом элементе. В практике отечественного промышленного строительства рамы одноэтажных зданий с жесткими узлами при сборных железобетонных конструкциях практически не применяются; распространение получили только рамы с шарнирными верхними узлами. Конструкция соединения ригеля с колонной выполняется монтажной сваркой стального опорного листа с закладной деталью в конце колонны. При пролете до 18 м в качестве ригеля применяют предварительно напряженные балки, при пролете 24, 30 м – фермы.

Колонны и ригели соединяются между собой при помощи закладных деталей, анкерных болтов и относительно небольшого количества сварных швов. Такие соединения податливы, поэтому условно рассматриваются как шарнирные, хотя практически способны воспринимать небольшие моменты, обычно не учитываемые в расчете. Внизу колонны защемлены в фундаментах. Сборные железобетонные рамы делают обычно из типовых элементов заводского изготовления. Рамы зданий в продольном направлении соединяются между собой поверху жестким диском покрытия (при скатных покрытиях с небольшой высотой опорных частей стропильных балок и ферм) или подстропильными конструкциями, которые обеспечивают наиболее жесткое соединение, или продольными вертикальными связевыми элементами в уровне опорных частей стропильных балок и ферм, а иногда и горизонтальными связями. В зданиях с мостовыми кранами соединительными элементами продольной конструкции служат подкрановые балки и связи между колоннами.

**Пространственная работа каркаса здания. Системы связей одноэтажного производственного здания.**

Пространственная жесткость и устойчивость одноэтажного каркасного здания достигаются защемлением колонн в фундаментах(жесткое). В поперечном направлении пространственная жесткость здания обеспечивается поперечными рамами, в продольном — продольными рамами, образованными теми же колоннами, элементами покрытия, подкрановыми балками и вертикальными связями.

**Назначение связей.** Система вертикальных и горизонтальных связей имеет следующие назначения: обеспечить жесткость покрытия в целом; придать устойчивость сжатым поясам ригелей поперечных рам; воспринимать ветровые нагрузки, действующие на торец здания; воспринимать тормозные усилия от мостовых кранов. Система связей работает совместно с основными элементами каркаса и повышает пространственную жесткость здания.

**Вертикальные связи.** Горизонтальные нагрузки в продольном направлении воспринимаются продольной рамой. Ригелем продольной рамы является покрытие. Соединение между плитами покрытия и колоннами осуществляется через фермы или балки, которые обладают малой жесткостью из своей плоскости. При отсутствии связей горизонтальная сила, приложенная к покрытию, может привести к значительным деформациям ригелей из плоскости, а горизонтальная сила, приложенная к одной из колонн — вызвать ее существенную деформацию без передачи нагрузки на другие колонны. Система вертикальных связей по линии колонны здания создает жесткое, геометрически неизменяемое в продольном направлении покрытие

**Горизонтальные связи по нижнему поясу ригелей.** Ветровые нагрузки на торец здания вызывают изгиб колонн торцевой стены. Для уменьшения расчетного пролета этих колонн покрытие используют как горизонтальную опору. Горизонтальной опорой для торцевой стены является и горизонтальная связевая ферма в уровне нижнего пояса ригеля. Подобная дополнительная работа может устраиваться в уровне верха подкрановых балок. **Горизонтальные связи по верхнему поясу ригелей.** Устойчивость сжатого пояса ригелей поперечной рамы из плоскости обеспечивается плитами покрытия, которые приварены закладными деталями к ригелям. Для уменьшения расчетного пролета сжатого пояса ригеля, по оси фонаря устанавливают распорки, которые в крайних пролетах температурного блока прикрепляют к горизонтальным фермам из стальных уголков. В каркасных зданиях горизонтальные нагрузки (ветровые, крановые, сейсмические и др.) могут восприниматься совместно каркасом и вертикальными связевыми диафрагмами, соединенными перекрытиями в единую пространственную систему или только каркасом как рамной конструкцией при отсутствии вертикальных диаграмм. В многоэтажном панельном здании горизонтальные воздействия воспринимаются совместно продольными и поперечными стенами, соединенными с помощью перекрытий в единую пространственную систему.

### 3) Многоэтажные здания.

Конструктивной основой многоэтажного здания служит пространственная несущая система из стержневых и панельных железобетонных элементов, взаимосвязанных между собой в порядке, обеспечивающем прочность, устойчивость и долговечность системы в целом, а также ее отдельных элементов. Пространственная работа системы проявляется в том, что при загрузении одного из ее элементов в работу включаются и другие элементы.

**По конструктивной схеме** многоэтажные здания разделяют на каркасные, бескаркасные и комбинированной системы, а **по назначению** – на промышленные и гражданские.

**Каркасным** называют здание, в котором несущими вертикальными элементами системы являются железобетонные колонны. **Бескаркасным** (панельным или крупноблочным) называют здание, в котором вертикальные элементы komponуют из поставленных одну на другую стеновых панелей (блоков). В зданиях **комбинированной системы** несущими вертикальными элементами являются колонны и панельные стены.

Различают каркасные схемы с **полным** и **неполным каркасом**. При полном каркасе наружные стены самонесущие, а при неполном – несущие.

Каркасную систему используют в основном для зданий промышленного, административного и общественного назначения, где требуются большие перегороденные помещения. Бескаркасную и комбинированную системы применяют для жилых домов, в которых несущие и внутренние стены являются межквартирными и межкомнатными перегородками. В зданиях комбинированной системы нижние этажи каркасные, а остальные панельные.

**Объемно-блочные здания** выполняют из объемных блоков жестких пространственных элементов, устанавливаемых друг на друге; в случае применения каркаса объемные блоки служат его заполнением, и каждый блок несет только собственную массу и полезную нагрузку.

В многоэтажных каркасных зданиях горизонтальные нагрузки воспринимают системой рам или вертикальных диафрагм-стенок жесткости, специальными связями или ядром жесткости, консольно защемленными в фундаменте (связевые системы).

**Ядром жесткости** называют жесткую пространственную систему, образованную сопряженными между собой стенками. Более часто ядро жесткости выполняют монолитным. Каркас здания с ядром жесткости рассчитывают только на вертикальные нагрузки, что позволяет провести унификацию конструктивных элементов по высоте здания.

В последнее время при строительстве общественных и жилых зданий получили широкое распространение системы многоэтажных зданий с подвесными этажами. Такое здание состоит из основной опорной конструкции – железобетонного монолитного ствола, двухконсольных балок или ферм и тяжелей, к которым подвешиваются этажи (рис. 7.1). Всю вертикальную нагрузку передают на жесткий вертикальный ствол, в котором размещают лифты, лестницы, инженерные коммуникации, а также поднимаемых этажей.

Продольность и устойчивость каркаса в продольном направлении в период монтажа обеспечивают постановкой постоянных вертикальных связей или устройством жестких продольных рам.

**Многоэтажные каркасные здания обычно проектируют по связевой, рамно-связевой или рамной (жесткой) конструктивным системам, обеспечивающим пространственную жесткость зданий.**

- Связевая система

**Под связевой системой** многоэтажного промышленного здания понимают такую компоновку его железобетонного каркаса, когда ветровые и любые другие горизонтальные нагрузки воспринимают междуэтажные перекрытия и передают их на жесткие поперечные вертикальные связи (диафрагмы жесткости): лестничные клетки, лифтовые шахты, поперечные стены толщиной не менее 120 мм или железобетонные стены толщиной не менее 60 мм. Вертикальные нагрузки воспринимают элементы каркаса.

Передачу горизонтальных сил перекрытием на жесткие поперечные вертикальные связи обеспечивают надежным соединением стен стальными анкерами с перекрытиями или с крайними колоннами каркаса на уровне перекрытий. В зданиях с несущими стенами предусматривают поэтажную анкеровку стен к конструкциям перекрытий.

Конструкции лестничных клеток и шахт рассчитывают как консольные балки коробчатого сечения. При расчете вертикальной поперечной диафрагмы жесткости на продольную силу и изгибающий момент  $M$  от горизонтальных сил растягивающие напряжения в бетоне принимают не более расчетного сопротивления на осевое растяжение.

В связевой системе многоэтажных зданий шарнирное соединение сборных элементов выполняют сваркой стальных закладных деталей или выпусков арматуры, чтобы обеспечить устойчивость каркаса здания при монтаже и общую жесткость здания после замоноличивания швов между элементами бетоном или раствором. Шарнирное соединение упрощает и удешевляет монтаж каркаса, особенно зимой. Однако вследствие разрезности конструкций общее количество стали, расходуемой на каркас с шарнирными стыками, оказывается большим, чем в каркасах с частично защемленными или жесткими соединениями.

- Рамно-связевая система

**Под рамно-связевой схемой** многоэтажных зданий понимают систему, в которой колонны каркаса жестко заделаны в перекрытие, а ригели - в колонны. Она часто оказывается рациональной для высотных многоэтажных зданий и для зданий, несущих тяжелую полезную нагрузку. Вертикальные нагрузки в многоэтажных зданиях рамно-связевой системы воспринимает поперечная рама с жесткими узлами. Ветровые и другие горизонтальные нагрузки воспринимают каркас и поперечные вертикальные связи (диафрагмы жесткости) пропорционально их жесткости.

Сборный железобетонный каркас, выполняемый по рамно-связевой системе, при всех прочих равных условиях оказывается дешевле на 25 % по сравнению с каркасом связевой системы. На его изготовление расходуется меньше стали (на 6 - 10%) и бетона (на 33,5%).

- Рамная система

**Под рамной системой** понимают систему, в которой все соединения элементов принимают жесткими, позволяющими рассчитывать конструктивные элементы, как статически неопределимые. При этом предполагают, что при отсутствии вертикальных диафрагм не только вертикальные, но и все горизонтальные нагрузки полностью воспринимает жесткий железобетонный каркас (поперечные рамы). Обычно жесткие соединения проектируют так, чтобы растягивающие усилия полностью воспринимались стальными закладными деталями или надежно сваренной основной арматурой элементов, а сжимающие усилия – бетоном, заполняющим соединение.

При устройстве жестких соединений (стыков) следует, кроме основных закладных деталей предусматривать конструктивные закладные детали в сжатой зоне, чтобы создать необходимую устойчивость каркаса в процессе монтажа. В рамных зданиях узловые моменты от горизонтальных нагрузок возрастают к низу здания, вследствие чего при большой этажности не удается сохранить одни и те же сечения колонн в верхних и нижних этажах здания. Именно поэтому в зданиях повышенной этажности чаще применяют рамно-связевый каркас.

Решение каркаса по рамной системе приводит к увеличению сечений сборных элементов и усложняет узлы сопряжений, поэтому его принимают лишь в тех случаях, когда устройство поперечных диафрагм жесткости, воспринимающих горизонтальные нагрузки, технически или экономически нецелесообразно или когда передача горизонтальных сил затруднена из-за отверстий в перекрытиях и пр.

При каждом конструктивном решении можно выполнять междуэтажные перекрытия многоэтажных производственных зданий по балочной и безбалочной схемам из монолитного, сборного или сборно-монолитного железобетона.

#### **4) Плиты покрытия, их классификация. Назначение размеров и армирование.**

Плиты беспрогонных покрытий представляют собой крупные ребристые панели размерами 3X12 и 3X16 м, которые опираются непосредственно на ригели поперечных рам; плиты 1,5X12 и 1,5X6 м используют как до-борные элементы в местах повышенных снеговых отложений — у фонарей, в перепадах профиля покрытия. Плиты прогонных покрытий имеют значительно меньшие размеры — 3X0,5 и 1,5X0,5 м. Они опираются на железобетонные прогоны, а те, в свою очередь, — на ригели поперечных рам. Беспрогонная система покрытий в наибольшей степени отвечает требованиям укрупнения элементов, уменьшения числа монтажных единиц и является основной в строительстве одноэтажных каркасных зданий.

Ребристые плиты 3X12 м, принятые в качестве типовых, имеют продольные ребра сечением 100X450 мм, поперечные ребра сечением 40X150 мм, полку толщиной 25 мм, уширения в углах — вуты, которыми обеспечивается надежность работы в условиях систематического воздействия горизонтальных усилий от торможения мостовых кранов. Продольные ребра армируют напрягаемой стержневой или канатной арматурой, поперечные ребра и полки — сварными каркасами и сетками. Бетон принимают классов В30, В40. Плиты ребристые 3X6 м (также принятые в качестве типовых) имеют продольные и поперечные ребра и армируются напрягаемой арматурой.

Плиты двухконсольные 2Т размерами 3X12 и 3X6 м имеют продольные ребра, расположенные на расстоянии 1,5 м, и консольные свесы полок. Благодаря уменьшению изгибающих моментов в поперечном направлении ребер не делают, форма плиты упрощается. В плитах размером 3X12м продольные предварительно напряженные ребра изготавливают заранее, а затем бетонируют полку. Связь ребер с полкой создается устройством выпусков арматуры и сцеплением бетона. Раздельное изготовление плиты позволяет снизить класс бетона полок до В15. Плиты 3X6 м изготавливают как раздельно, так и целиком.

Крупноразмерные плиты 3X18 м и 3X24 м, опирающиеся на балки пролетом 6 или 12 м, разработаны для покрытий со скатной и малоуклонной кровлей. Плиты 2Т в этом решении имеют трапецевидные продольные ребра с уклоном верхнего пояса 1:12 и полку переменной толщины (25...60 мм). Плиты крупноразмерные железобетонные сводчатые КЖС имеют криволинейные продольные ребра с уширениями в нижней и верхней частях, гладкую полку толщиной 40...50 мм в середине пролета и 140...160 мм в торце у опор (рис. 13.31). Плиты ребристые под малоуклонную кровлю имеют трапецевидные продольные ребра с уклоном верхнего пояса 1:20, 1:30, поперечные ребра с шагом 1000 мм и полку толщиной 25 мм. По технико-экономическим показателям ребристые малоуклонные плиты немного уступают сводчатым плитам КЖС, однако их преимущество в том, что при малом уклоне покрытия можно широко применять средства механизации в производстве кровельных работ. При криволинейной поверхности сводчатых плит это затруднено.

## 5) Балки покрытия. Форма поперечного сечения и очертание контура. Назначение размеров. Армирование. Особенности армирования предварительно напряженных конструкций.

Пролеты: 12м, 18м до 24м.

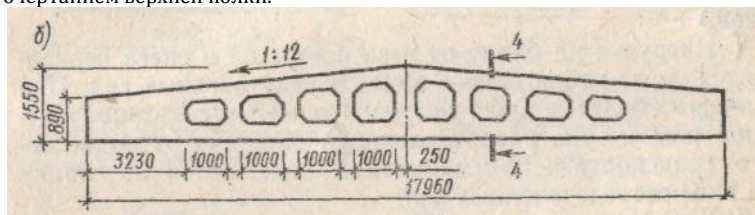
Наиболее экономичное сечение - двутавровое со стенкой толщиной 60...100мм, которая определяется из условия размещения арматурных каркасов, прочности и трещиностойкости. У опор толщина стенки увеличивается и устраивается ребро жесткости. В средней части стенки может иметь круглые или многоугольные отверстия (для коммуникаций и уменьшения расхода бетона). Высота балки в середине пролета  $h = (1/10...1/15)l$ , на опоре -  $h = 800...900$ мм с уклоном верхнего пояса 1:12. В балках с ломаным очертанием верхнего пояса достигается большая высота в пролете. Ширина верхнего пояса принимается из условия устойчивости при транспортировании и монтаже  $b'_f = (1/50...1/60)l$ . Ширина сечения нижней полки принимается  $b_f = 250...300$ мм из условия размещения напрягаемой арматуры.

Бетон В25...В40. Напрягаемая арматура - высокопрочная проволока, стержни и канаты. Стенку балки армируют сварными каркасами с расчетными поперечными стержнями и монтажными продольными. На опоре устанавливают дополнительные поперечные стержни, приваренные к закладной детали.

Иногда создают 2х основное напряженное состояние (напрягаемые поперечные стержни). Двускатные балки армируют конструктивной напрягаемой арматурой на уровне верха сечения на опоре для уменьшения эксцентриситета приложения предварительного напряжения и уменьшения напряжения в бетоне верхней зоны. Двускатные балки прямоугольного сечения с часто расположенными отверстиями называются решетчатыми. Ширина сечения 200мм, 240мм и 280мм. Для крепления плит в верхнем поясе устраиваются закладные детали.

При уклоне верхнего пояса 1:12 расстояние от опоры до расчетного сечения (0,35... 0,4)l. Если есть фонарь, то расчетное сечение - под фонарной стойкой. Балки двутаврового сечения экономичнее решетчатых балок на 15% по арматуре и 13% по бетону.

Железобетонные стропильные балки применяют для перекрытия пролетов 6, 9, 12 и 18 м. При пролетах 24 м и более они уступают фермам по технико-экономическим показателям и, как правило, не используются. В зависимости от профиля кровли балки бывают двускатными (рис. 11.10, а, б), односкатными, с параллельными полками, ломаным или криволинейным очертанием верхней полки.



Двускатные балки выполняют из бетона класса В25... В40 и армируют напрягаемой проволоочной, стержневой и канатной арматурой (рис. 13.34). При армировании высокопрочной проволокой ее располагают группами по 2 шт. в вертикальном положении, что создает удобства для бетонирования балок в вертикальном положении. Стенку балки армируют сварными каркасами, продольные стержни которых являются монтажными, а поперечные — расчетными, обеспечивающими прочность балки по наклонным сечениям. Приоритные участки для предотвращения образования продольных трещин при отпуске натяжения арматуры (или для ограничения ширины их раскрытия) усиливают дополнительными поперечными стержнями, которые приваривают к стальным закладным деталям. Повысить трещиностойкость при опорном участке балки можно созданием двухосного предварительного напряжения (натяжением также и поперечных стержней).

Двускатные балки двутаврового сечения для ограничения ширины раскрытия трещин, возникающих в верхней зоне при отпуске натяжения арматуры, целесообразно армировать также и конструктивной напрягаемой арматурой, размещаемой в уровне верха сечения на опоре (рис. 13.35). Этим уменьшаются эксцентриситет силы обжатия и предварительные растягивающие напряжения в бетоне верхней зоны.

Двускатные балки прямоугольного сечения с часто расположенными отверстиями условно называют решетчатыми балками (рис. 13.36). Типовые решетчатые балки в зависимости от значения расчетной нагрузки имеют градацию ширины прямоугольного сечения 200, 240 и 280 мм. Для крепления плит покрытий в верхнем поясе балок всех типов заложены стальные детали. Балки покрытия рассчитывают как свободно лежащие; нагрузки от плит передаются через ребра. При пяти и больше сосредоточенных силах нагрузку заменяют эквивалентной равномерно распределенной. Для двускатной балки расчетным оказывается сечение, расположенное на некотором расстоянии  $x$  от опоры. Так, при уклоне верхнего пояса 1:12 и высоте балки в середине пролета  $h = l/12$ , высота сечения на опоре составит  $h_{оп} =$

$$l/24, \text{ а на расстоянии } h_x = (l + 2x)/24. \text{ от опоры}$$

Если принять рабочую высоту сечения балки  $h_0 = \beta h_x$ , изгибающий момент при равномерно распределенной нагрузке

$$M_x = qx(l - x)/2,$$

то площадь сечения продольной арматуры

$$A_{sx} = M_x / (R_s \xi h_0) = 12qx(l - x) / [R_s \xi \beta (l + 2x)].$$

Расчетным будет то сечение балки по ее длине, в котором  $A_{sx}$  достигает максимального значения. Для отыскания этого сечения приравняют нулю производную

$$dA_{sx}/dx = 0.$$

Отсюда, полагая, что  $\xi_B$  — величина постоянная и дифференцируя, получают

$$2x^2 + 2xI - I^2 = 0.$$

Из решения квадратного уравнения находят  $x = 0,37 I$ . В общем случае расстояние от опоры до расчетного сечения  $x = 0,35 \dots 0,4 I$ .

Если есть фонарь, то расчетным может оказаться сечение под фонарной стойкой.

Поперечную арматуру определяют из расчета прочности по наклонным сечениям. Затем выполняют расчеты по трещиностойкости, прогибам, а также расчеты прочности и трещиностойкости на усилия, возникающие при изготовлении, транспортировании и монтаже.

## Предварительное армирование.

Создаваемое искусственно предварительное напряжение в арматуре и бетоне имеет весьма существенное значение для последующей работы элементов под нагрузкой. При малых предварительных напряжениях в арматуре и малом обжатии бетона эффект предварительного напряжения течением времени будет утрачен вследствие релаксации напряжений в арматуре, усадки и ползучести бетона и других технологических и конструктивных факторов.

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

Первые потери.

1. Потеря от релаксации напряжений в арматуре при натяжении на упоры; зависят от способа натяжения и вида арматуры.
2. Потери от температурного перепада, т. е. от разности температуры натянутой арматуры и устройств, воспринимающих усилие натяжения при пропаривании или прогреве бетона
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 I
4. Потери от трения арматуры:

а) о стенки каналов или поверхность конструкции при натяжении на бетон

б) об огибающие приспособления при натяжении на упоры

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

6. Потери от быстرونатекающей ползучести бетона зависят от условий твердения, уровня напряжений и класса бетона; развиваются они при обжатии и в первые два—три часа после обжатия

Вторые потери. 1. Потери от релаксации напряжений в арматуре при натяжении на бетон высокопрочной арматурной проволоки и стержневой арматуры принимаются такими же, как и при натяжении на упоры.

8. Потери от усадки бетона и соответствующего укорочения элемента зависят от вида бетона, способа натяжения арматуры, условий твердения.

9. Потери от ползучести бетона зависят от вида бетона, условий твердения, уровня напряжений.

10. Потери от смятия бетона под витками спиральной или кольцевой арматуры

11. Потери от деформаций обжатия стыков между блоками сборных конструкций.

Потери от усадки и ползучести существенно зависят от времени и влажности среды.

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

При натяжении арматуры на упоры учитывают:

первые потери — от релаксации напряжений в арматуре, температурного перепада, деформации анкеров, трения арматуры об огибающие приспособления, деформации стальных форм, деформации бетона от быстرونатекающей ползучести

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

вторые потери — от усадки и ползучести

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

При натяжении арматуры на бетон учитывают: первые потери — от деформации анкеров, трения арматуры о стенки каналов

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

вторые потери — от релаксации напряжений в арматуре, усадки и ползучести бетона, смятия бетона под витками арматуры, деформации стыков между блоками (для сборных конструкций, состоящих из блоков)

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

Суммарные потери при любом способе натяжения

$$\sigma_{los} = \sigma_{los,1} + \sigma_{los,2}$$

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

## 6) Плиты перекрытия, их классификация. Назначение размеров и армирование.

Железобетонные плоские перекрытия — наиболее распространенные конструкции в промышленных и гражданских зданиях и сооружениях.

По конструктивной схеме железобетонные перекрытия могут быть разделены на две основные группы: балочные и безбалочные.

Балочными называют перекрытия, в которых балки работают совместно с опирающимися на них плитами перекрытий. В безбалочных перекрытиях плита опирается непосредственно на колонны с уширениями, называемыми капителями.

Классифицируют по конструктивным признакам следующим образом: балочные сборные; ребристые монолитные с балочными плитами; ребристые монолитные с плитами, опертыми по контуру; балочные сборно-монолитные; безбалочные сборные; безбалочные монолитные; безбалочные сборно-монолитные. В строительстве, как правило, применяют сборные перекрытия, отличающиеся высокой индустриальностью.

Тип конструкции перекрытия выбирают в каждом случае по экономическим соображениям в зависимости от назначения здания, действующих нагрузок, местных условий и др.

### Расчет и конструирование сборных многопустотных плит перекрытия

Расчетный пролет плиты принимается равным расстоянию между равнодействующими опорных реакций плиты. Для определения нагрузки от собственного веса плиты необходимо сначала определить геометрические размеры ее сечения (компонуют поперечное сечение плиты, размер пустот, высоты ширины и т.д.). Формируют приведенное сечение в виде тавра для расчета по прочности и двутавра — по деформациям.

Определяют расчётную нагрузку на 1 м при ширине плиты с учётом коэффициента надёжности по назначению здания  $\gamma_n=0,95$ .  
Определяют усилия от нагрузок. От расчетной нагрузки:

$$M = \frac{(g + p) \cdot \ell_0^2}{8}$$

$$Q = \frac{(g + p) \cdot \ell_0}{2}$$

Аналогично от нормативной нагрузки, а так же от нормативной постоянной и длительной нагрузки.  
Проверяем условие:

$$M \leq R_b \cdot b'_f \cdot h'_f (h_o - 0,5 \cdot h'_f)$$

Выполнение условия говорит о том, что граница сжатой зоны проходит в полке, и расчет производим как для прямоугольного сечения, иначе, как для таврового. Определяем:

$$\alpha_n = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_o^2}$$

При выбранном классе арматуры и отношению  $\sigma_{sp}/R_s=0,6$ . Находим граничную относительную высоту сжатой зоны бетона  $\xi_r$ .

$$\alpha_r = \xi_r \cdot \left(1 - \frac{\xi_r}{2}\right)$$

Если  $\alpha_r > \alpha_n$ , то сжатая арматура не требуется. Тогда находим относительную высоту сжатой зоны:

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_n}$$

Находим отношение  $\xi/\xi_r$ , если это меньше 0,6, тогда принимаем коэффициент  $\gamma_{s3}=1,1$ .  
Тогда расчетная площадь продольной арматуры:

$$A_{sp} = \frac{\xi \cdot R_b \cdot b \cdot h_o}{\gamma_{s3} \cdot R_s}$$

Рассчитываем плиту по прочности на действие поперечных сил.

$$\text{Определяем площадь приведенного сечения: } \alpha = \frac{E_s}{E_b}$$

$$A_{red} = A + \alpha \cdot A_s$$

Статический момент приведённого сечения  $S_{red}$

$$\text{Расстояние от низа плиты до центра тяжести приведенного сечения } y_0 = \frac{S_{red}}{A_{red}}$$

$$y_{sp} = y_0 - a$$

Определяем момент инерции приведённого сечения  $I_{red}$

$$\text{Принимаем } \sigma_{sp}=0,6R_{sn}. \text{ Определяем первые потери: } \Delta\sigma_{sp1} = 0,03 \cdot \sigma_{sp}$$

$$\text{По технологии производства изделия находим } \Delta\sigma_{sp2} \quad \Delta\sigma_{sp3} \quad \Delta\sigma_{sp4}$$

$$\text{Сумма первых потерь } \Delta\sigma_{sp(1)} = \Delta\sigma_{sp1} + \Delta\sigma_{sp2} + \Delta\sigma_{sp3} + \Delta\sigma_{sp4}$$

$$\text{Усилие обжатия с учетом первых потерь: } P_{(1)} = \frac{A_{sp}}{\sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp(1)}}$$

$$\text{Определяем вторые потери. В зависимости от класса бетона } \Delta\sigma_{sp5}. \text{ От ползучести бетона (при преднапряжении) } \Delta\sigma_{sp6}.$$

$$\text{Сумма вторых потерь: } \Delta\sigma_{sp(2)} = \Delta\sigma_{sp5} + \Delta\sigma_{sp6}$$

$$\text{Полные потери составляют: } \Delta\sigma_{sp(1)} + \Delta\sigma_{sp(2)}$$

Предварительное напряжение с учетом всех потерь, затем усилие обжатия с учетом всех потерь напряжений:  $P = \sigma_{sp2} A_{sp} - \sigma_s A_s$   
Производят расчет на действие поперечных сил. По конструктиву в многпустотных плитах высотой менее 300 мм поперечную арматуру можно не устанавливать, если поперечная сила по расчету воспринимается только бетоном.  
Производим расчет по предельным состояниям II группы. Геометрические характеристики сечения пересчитываю как для

$$\text{двутаврового сечения. Расчет производят из условия: } M \leq M_{crc}$$

Если условие не выполняется, требуется расчёт по раскрытию трещин. Проверяем, образуются ли начальные трещины в верхней зоне плиты при её обжатии. Определяем базовое расстояние между трещинами. Предварительно определяем  $l_s$



$$a_{crc} = \varphi_1 \varphi_2 \psi_s \frac{\sigma_s}{E_s} l_s,$$

Определяем ширину раскрытия трещин:

Ширина раскрытия трещин при продолжительном раскрытии трещин  $a_{crc} = a_{crc1}$ .

Ширина раскрытия трещин при непродолжительном раскрытии трещин  $a_{crc} = a_{crc1} + a_{crc2} - a_{crc3}$

Проверяем условие:  $a_{crc} \leq a_{crc,ult}$

Рассчитываем прогиб плиты. Расчет производим из условия:  $f \leq f_{ult}$

Предельный прогиб определяют по таблицам СНиП «Нагрузки и воздействия».

Находим кривизны от непродолжительного действия всех нагрузок, от непродолжительного действия постоянных и длительных нагрузок, от продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{1,2,3} = \frac{M}{\varphi_c b h_o^3 E_{b,red}}$$

Полная кривизна для участков с трещинами в растянутой зоне:

$$\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r}\right)_1 - \left(\frac{1}{r}\right)_2 + \left(\frac{1}{r}\right)_3$$

Отсюда расчетный прогиб равен:

$$f = \left(\frac{1}{r}\right)_{\max} S l^2$$

где S – коэффициент равный 5 / 48.

Делаем проверку условия:

$$f = 25,36 \leq f_{ult} = 31,5$$

Затем производят проверку плиты по прочности при монтаже. Рассчитывают на нагрузку от собственного веса, вводя коэффициент динамичности при монтаже – 1,4.

$$M_{cb} = \frac{g_{cb} \cdot \ell^2}{2}$$

$$\alpha_n = \frac{N_{tot}(h_0 - a') + M_{cb}}{R_g \cdot b \cdot h_0}$$

$$A_s = \frac{R_b b h_o (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_n})}{R_s}$$

## Расчет и конструирование сборных ребристых плит перекрытия

Расчетный пролет плиты принимается равным расстоянию между равнодействующими опорных реакций плиты. Для определения нагрузки от собственного веса плиты необходимо сначала определяют геометрические размеры ее сечения (компонуют поперечное сечение плиты, размер ребер, высоты ширины и т.д.). Формируют приведенное сечение в виде тавра для расчета по прочности и по деформациям.

Определяют расчётную нагрузку на 1 м при ширине плиты с учётом коэффициента надёжности по назначению здания  $\gamma_n = 0,95$ .

Определяют усилия от нагрузок. От расчетной нагрузки:

$$M = \frac{(g + p) \cdot \ell_0^2}{8}$$

$$Q = \frac{(g + p) \cdot \ell_0}{2}$$

Аналогично от нормативной нагрузки, а так же от нормативной постоянной и длительной нагрузки.

Проверяем условие:  $M \leq R_b \cdot b'_f \cdot h'_f (h_o - 0,5 \cdot h'_f)$

Выполнение условия говорит о том, что граница сжатой зоны проходит в полке, и расчет производим как для прямоугольного сечения, иначе, как для таврового. Определяем:

$$\alpha_n = \frac{M}{R_g \cdot b \cdot h_o^2}$$

При выбранном классе арматуры и отношению  $\sigma_{sp}/R_s = 0,6$ . Находим граничную относительную высоту сжатой зоны бетона  $\xi_r$ .

$$\alpha_r = \xi_r \cdot \left(1 - \frac{\xi_r}{2}\right)$$

Если  $\alpha_r > \alpha_n$ , то сжатая арматура не требуется. Тогда находим относительную высоту сжатой зоны:

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_n}$$

Находим отношение  $\xi/\xi_r$ , если это меньше 0,6, тогда принимаем коэффициент  $\gamma_{s3}=1,1$ .

Тогда расчетная площадь продольной арматуры:

$$A_{sp} = \frac{\xi \cdot R_b \cdot b \cdot h_o}{\gamma_{s3} \cdot R_s}$$

Рассчитываем полку на местный изгиб. Определяем расчётный пролёт  $\ell_0$ .

Нагрузка на 1 м<sup>2</sup> полки может быть принята (с незначительным превышением) такой же, как и для плиты. Определяют изгибающий момент для полосы плиты:

$$M = \frac{q \cdot \ell_0^2}{11}$$

$$\text{Определяем рабочую высоту сечения в полке } h_{0n} = \frac{M}{R_g \cdot b \cdot h_0^2}$$

$$\text{Площадь требуемой арматуры: } A_s = \frac{R_b b h_o (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_n})}{R_s}$$

Рассчитываем плиту по прочности на действие поперечных сил.

$$\text{Определяем площадь приведенного сечения: } \alpha = \frac{E_s}{E_b}$$

$$A_{red} = A + \alpha \cdot A_s$$

Статический момент приведённого сечения  $S_{red}$

$$\text{Расстояние от низа плиты до центра тяжести приведенного сечения } y_0 = \frac{S_{red}}{A_{red}} \quad y_{sp} = y_0 - a$$

Определяем момент инерции приведённого сечения  $I_{red}$

$$\text{Принимаем } \sigma_{sp} = 0,6 R_{sn}. \text{ Определяем первые потери: } \Delta \sigma_{sp1} = 0,03 \cdot \sigma_{sp}$$

$$\text{По технологии производства изделия находим } \Delta \sigma_{sp2} \quad \Delta \sigma_{sp3} \quad \Delta \sigma_{sp4}$$

$$\text{Сумма первых потерь } \Delta \sigma_{sp(1)} = \Delta \sigma_{sp1} + \Delta \sigma_{sp2} + \Delta \sigma_{sp3} + \Delta \sigma_{sp4}$$

$$\text{Усилие обжатия с учетом первых потерь: } P_{(1)} = \frac{A_{sp}}{\sigma_{sp} - \Delta \sigma_{sp(1)}}$$

$$\text{Определяем вторые потери. В зависимости от класса бетона } \Delta \sigma_{sp5}. \text{ От ползучести бетона (при преднапряжении) } \Delta \sigma_{sp6}.$$

$$\text{Сумма вторых потерь: } \Delta \sigma_{sp(2)} = \Delta \sigma_{sp5} + \Delta \sigma_{sp6}$$

$$\text{Полные потери составляют: } \Delta \sigma_{sp(1)} + \Delta \sigma_{sp(2)}$$

Предварительное напряжение с учетом всех потерь, затем усилие обжатия с учетом всех потерь напряжений:  $P = \sigma_{sp2} A_{sp} - \sigma_s A_s$

Производят расчет на действие поперечных сил. По конструктиву в многослойных плитах высотой менее 300 мм поперечную арматуру можно не устанавливать, если поперечная сила по расчету воспринимается только бетоном.

Производим расчет по предельным состояниям II группы. Геометрические характеристики сечения пересчитываю как для

$$\text{двутаврового сечения. Расчет производят из условия: } M \leq M_{crc}$$

Если условие не выполняется, требуется расчёт по раскрытию трещин. Проверяем, образуются ли начальные трещины в

верхней зоне плиты при её обжатии. Определяем базовое расстояние между трещинами. Предварительно определяем  $l_s$

$$a_{crc} = \varphi_1 \varphi_2 \psi_s \frac{\sigma_s}{E_s} l_s,$$

Определяем ширину раскрытия трещин:

Ширина раскрытия трещин при продолжительном раскрытии  $a_{crc} = a_{crc1}$ .

Ширина раскрытия трещин при непродолжительном раскрытии  $a_{crc} = a_{crc1} + a_{crc2} - a_{crc3}$

Проверяем условие:  $a_{crc} \leq a_{crc,ult}$

Рассчитываем прогиб плиты. Расчет производим из условия:  $f \leq f_{ult}$

Предельный прогиб определяют по таблицам СНиП «Нагрузки и воздействия».



Находим кривизны от непродолжительного действия всех нагрузок, от непродолжительного действия постоянных и длительных нагрузок, от продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок: 
$$\left(\frac{1}{r}\right)_{1,2,3} = \frac{M}{\varphi_c b h_o^3 E_{b,red}}$$

Полная кривизна для участков с трещинами в растянутой зоне:

$$\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r}\right)_1 - \left(\frac{1}{r}\right)_2 + \left(\frac{1}{r}\right)_3$$

Отсюда расчетный прогиб равен:

$$f = \left(\frac{1}{r}\right)_{\max} S l^2$$

где S – коэффициент равный 5 / 48.

Делаем проверку условия:

$$f = 25,36 \leq f_{ult} = 31,5$$

Затем производят проверку плиты по прочности при монтаже. Рассчитывают на нагрузку от собственного веса, вводя коэффициент динамичности при монтаже – 1,4.

$$M_{cb} = \frac{g_{ce} \cdot \ell^2}{2}$$

$$\alpha_n = \frac{N_{tot}(h_0 - a') + M_{ce}}{R_s \cdot b \cdot h_0}$$

$$A_s = \frac{R_b b h_o (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_n})}{R_s}$$

## Сборные балочные перекрытия.

Ж/б плоские перекрытия наиболее распространенные конструкции в зданиях и сооружениях, они индустриальны, экономичны, долговечны. По конструктивной схеме ж/б перекрытия могут быть разделены на две группы: балочные и безбалочные. Балочные называются перекрытия, в которых балки работают совместно с опирающимися на них плитами перекрытий. В безбалочных перекрытиях плита опирается непосредственно на колонны с уширениями, называемыми капителями. Те и другие перекрытия могут быть сборными, монолитными, сборно-монолитными.

Плиты в составе конструктивных элементов перекрытия в зависимости от отношения сторон опорного контура могут быть: при отношении сторон больше 2 – балочными, работающими на изгиб в направлении меньшей стороны (моментом в направлении большей стороны пренебрегают); при отношении сторон меньше 2 – опертыми по контуру, работающими на изгиб в двух направлениях.

В состав конструкции балочного панельного сборного перекрытия входят плиты и поддерживающие их балки (ригели или главные балки). Ригели опираются на колонны и стены, их направление может быть продольным или поперечным. Ригели вместе с колоннами образуют рамы.

В поперечном направлении перекрытие может иметь 2-3 пролета для гражданских зданий и 5-6 – для промышленных. Размеры пролета ригелей пром зданий определяют общей компоновкой конструктивной схемы перекрытия, нагрузкой от технологического оборудования.

При проектировании разрабатывают несколько вариантов конструктивных схем перекрытия и на основании сравнения вариантов выбирают наиболее экономичную. Наибольший расход железобетона – около 65% общего количества – приходится на плиты. Поэтому экономическое решение конструкции плит приобретает важнейшее значение.

## Проектирование сборных плит перекрытий.

Плиты перекрытий опираются на ригели, работая на изгиб, и для уменьшения расхода материалов проектируются облегченными — пустотными или ребристыми. По форме поперечного сечения пустотные плиты бывают с овальными, круглыми и вертикальными пустотами, ребристые — с ребрами вверх, с ребрами вниз, сплошные. Общий принцип проектирования плит перекрытий любой формы поперечного сечения состоит в удалении возможно большего объема бетона из растянутой зоны с сохранением вертикальных ребер, обеспечивающих прочность элемента по наклонному сечению, в увязке с технологическими возможностями завода-изготовителя. Наиболее экономичны по расходу бетона плиты с овальными пустотами.

Однако при изготовлении панелей с овальными пустотами на заводах возникают технологические трудности, поэтому в качестве типовых приняты сборные плиты с круглыми пустотами.

## Безбалочные перекрытия. Принципы расчета и конструирования.

Безбалочное сборное перекрытие представляет собой систему сборных панелей, опертых непосредственно на капители колонн. Основное конструктивное назначение капителей в том, чтобы обеспечить жесткое сопряжение перекрытия с колоннами, уменьшить размер расчетных пролетов и создать опору для панелей. Сетка колонн – обычно квадратная 6х6 м. Преимущество безбалочного перекрытия: лучшее использование объема помещения, уменьшается высота здания, расход материалов. Их применяют для многоэтажных складов. Холодильников, мясокомбинатов, в зданиях с большими временными нагрузками.

Конструкция сборного перекрытия состоит из трех элементов: капители, надколонной панели и пролетной панели. Капитель опирается на уширения колонны и воспринимает нагрузку от надколонных панелей, идущих в двух взаимно перпендикулярных направлениях и работающих как балки. В целях неразрезности надколонные панели закрепляют поверху сваркой закладных деталей. Пролетная панель опирается по четырем сторонам на надколонные, имеющие полки, и работает на изгиб в двух направлениях как плита, опертая по контуру. После сварки закладных напели в сопряжениях монолитят.

Панели перекрытий выполняются ребристыми или пустотными, капители – полными или сплошными. Колонны имеют поэтажную разрезку.

Опорные и пролетные моменты надколонных панелей определяют как для неразрезной балки с учетом перераспределения моментов. Расчетный пролет принимают равным расстоянию между капителями умноженному на 1,05.

Капители рассчитывают в обоих направлениях на нагрузку от опоры давлений и моментов надколонных плит. Расчетную арматуру укладывают по верху капители, стенки капители армируют конструктивно. Кроме того, капители рассчитывают на монтажную нагрузку как консоли.

Колонны каркаса рассчитывают на действие продольной сжимающей силы от нагрузки на вышележащих этажах и на действие момента от односторонней временной нагрузки на перекрытии.

Безбалочные монолитные перекрытия представляют собой сплошную плиту, опертую непосредственно на колонны с капителями. Устройство капителей вызывается конструктивными соображениями (создать достаточную жесткость в месте сопряжения плиты с колонной, обеспечить прочность плиты на продавливание по периметру капители, уменьшить расчетный пролет безбалочной плиты). Эти перекрытия проектируют прямоугольной или квадратной сеткой колонн. Рациональная сетка 6х6 м.

Применяют капители трех типов: 1 тип – при легких нагрузках, 2 и 3 – при тяжелых. Размер капителей вверху равен 0,2...0,3l. Капители колонн армируют по конструктивным соображениям, для восприятия усадочных и температурных усилий. Плиту армируют сетками.

В безбалочных сборно-монолитных перекрытиях остовам для монолитного бетона служат сборные элементы – надколонные и пролетные панели. Капители крепят к колоннам съемными хомутами, на капителях в двух взаимно перпендикулярных направлениях укладывают надколонные панели толщиной 50-60 мм, в центре – пролетную плиту (такой же толщины). Сборные плиты – предварительно напряженные, армированные высокопрочной арматурой.

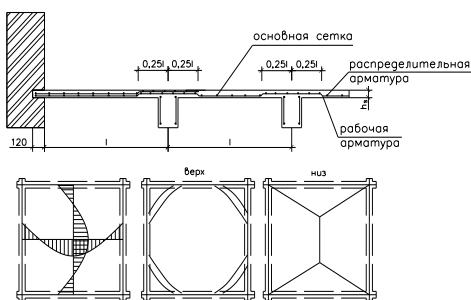
Сборный остов перекрытия замоноличивают слоями бетона толщиной 40...50 мм по пролетной плите и 90...100 мм по надколонным плитам. В местах действия опорных моментов укладывают верхнюю арматуру в виде сеток.

## 7) Плиты балочные и опертые по контуру, особенности расчета и армирования.

### Особенности работы железобетонных балочных плит и плит, опертых по контуру.

### Расчетная схема, эпюра моментов и схема армирования монолитной балочной плиты.

### Схема разрушения монолитной плиты, опертой по контуру.



Балочной считается плита с отношением длины к ширине  $l_2/l_1 > 2$ . Они работают на изгиб в направлении меньшей стороны, при этом изгибающим моментом в направлении большей стороны ввиду его малости пренебрегают. Опертой по контуру считается плита с отношением длины к ширине  $l_2/l_1 \leq 2$ . Они работают на изгиб в двух направлениях и имеют перекрестную рабочую арматуру.

Расчет плиты сводится к расчету многопролетной неразрезной балки прямоугольного сечения с высотой, равной толщине плиты  $h_s$  и шириной  $b'$ , опорами которой являются второстепенные балки и наружные стены. Значения изгибающих моментов в неразрезных балочных плитах определяются с учетом пластических деформаций в первом пролёте и на первой промежуточной опоре:  $M_1 = q l_{0,1}^2$ , во втором и во всех средних пролётах и на вторых и всех средних опорах:  $M_2 = q l_0^2$ , по окаймлению балками по всем 4 сторонам:  $M_2' = 0,8 M_2$ .

Многопролетные балочные плиты в соответствии с эпюрой изгибающих моментов армируют рулонными сетками с продольным расположением рабочей ар-ры путем раскатки рулона по опалубке поперек второстепенных балок. В неразрезной плите изгибающий момент вызывает растяжение в пролете по низу плиты и над опорами – по верху; поэтому рулонные сетки отгибают и переводят к опорам. Места отгиба и перегиба сеток находятся на расстоянии 0,25l от оси второстепенной балки. При равных пролетах плиты или незначительного их различия в первом пролете и над первой промежуточной опорой требуется большая площадь рабочей ар-ры, чем в средних пролетах. Поэтому по необходимой площади арматуры в средних пролетах подбирают основную сетку, а на разницу между площадью ар-ры в первом пролете  $A_{s1}$  и в средних пролетах  $A_s$  принимают дополнительную сетку, которую укладывают по верху основной в первом и последнем пролетах плиты.

Плиты перекрытия, которые имеют отношение сторон меньше 2, называют плитами опертыми по контуру. Эти плиты работают на изгиб в двух направлениях и имеют перекрестную рабочую арматуру.

Плиты, опертые по контуру, армируют плоскими сварными сетками с рабочей арматурой в обоих направлениях. Поскольку изгибающие моменты в пролете, приближаясь к опоре, уменьшаются, число стержней в приопорных полосах уменьшают. С этой целью в пролете по низу плиты укладывают две сетки разных размеров, обычно с одинаковой площадью сечения арматуры. Меньшую сетку доводят до опоры на расстояние  $l_k$ . В плитах неразрезных, закрепленных на опоре, принимают  $l_k = l/4$  в плитах, свободно опертых  $l_k = l/8$ , где  $l$  – меньшая сторона опорного контура. Пролетную арматуру в виде сеток укладывают в два слоя во взаимно перпендикулярном направлении.

Плиты, опертые по контуру, рассчитывают кинематическим способом метода предельного равновесия. Плиту в предельном равновесии рассматривают как систему плоских звеньев, соединенных друг с другом по линиям излома пластическими шарнирами, возникающими в пролете приблизительно по биссектрисам углов и на опорах вдоль балок. Изгибающие моменты плиты  $M$  зависят от площади арматуры  $A_s$ , пересеченной пластическим шарниром, и определяется на 1 м ширины плиты по формуле:

$$M = R_s A_s z_b$$

При различных способах армирования плит, опертых по контуру, составляют уравнение работ внешних сил на перемещениях в предельном равновесии и определяют изгибающие моменты от равномерно распределенной нагрузки. Панель плиты в общем случае испытывает действие двух пролетных и четырех опорных моментов. В зависимости от отношения расчетных пролетов задачу сводят к одному неизвестному.

Если плита имеет один или несколько свободно опертых краев, то соответствующие опорные моменты в уравнениях принимают равными нулю. Расчетные пролеты принимают равными расстоянию в свету между балками или расстоянию от оси опоры на стене до грани балки (при свободном опирании).

Сечение арматуры плит подбирают кА для прямоугольного сечения. Рабочую арматуру в направлении меньшего пролета располагают ниже арматуры, идущей в направлении большего пролета. В соответствии с таким расположением арматуры рабочая высота сечения плиты для каждого направления различна и будет отличаться на размер диаметра арматуры.

## 8) Ригели перекрытия. Форма поперечного сечения и очертание контура. Назначение размеров. Армирование.

Сечение ригелей принимают прямоугольным или тавровым с полкой сверху или внизу (рис. 1).

Предварительно размеры сечения ригеля принимают равными: высоту  $h = (1/10 \dots 1/15) l$ , ширину  $b = (0,3 \dots 0,4) h$ , где  $l$  - пролет ригеля.

Сборные элементы ригеля выполняют из обычного или предварительно напряженного (при  $l > 9$  м) железобетона. При этом для ригелей без предварительного напряжения рекомендуется применять бетоны классов В15 ... В30.

Определяют расчетный пролет ригеля. Задаются материалами ригеля и их характеристиками. Определяют расчетные нагрузки.

Расчетные значения изгибающих моментов и поперечных сил находим в предположении упругой работы неразрезной балки. Строим эпюры изгибающих моментов и поперечных сил для различных комбинаций нагрузок. При этом значения  $M$  и  $Q$  от постоянной нагрузки входят в каждую комбинацию. Далее производим перерасчет усилий.

Для двух промежуточных опор устанавливаем одинаковое значение опорного момента, равное сниженному на 30% максимальному значению момента на опоре «В»:

Исходя из принятого опорного момента, отдельно для каждой комбинации осуществляем перераспределение моментов между опорными и промежуточными сечениями добавлением треугольных эпюр моментов.

Для расчета прочности по сечениям, наклонным к продольной оси, принимаем значения поперечных сил ригеля, большие из двух расчетов: упругого расчета и с учетом перераспределения моментов.

Определяем рабочую высоту сечения ригеля. Для опорных и пролетных сечений принято расстояние от границы растянутой грани до центра тяжести растянутой арматуры.

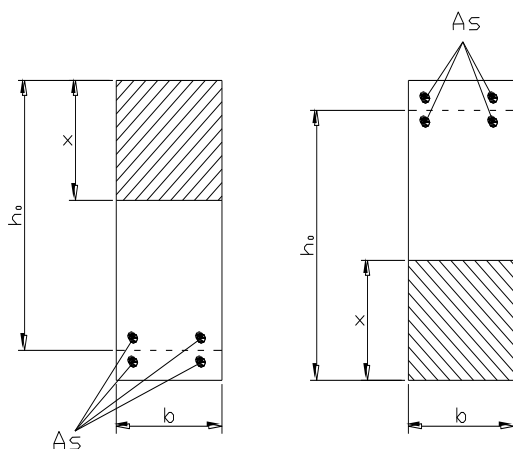


Рисунок 6 - К расчету прочности ригеля – сечение в пролете (а) на опоре (б).

Находим требуемую площадь арматуры:

$$\alpha_n = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2}$$

Проверяем  $\alpha_m < \alpha_r$

$$A_s = \frac{R_b b h_0 (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_n})}{R_s}$$

По сортаменту принимаем арматуру на опорах, в пролетах.

Расчет на действие поперечных сил производим для определения поперечной арматуры (хомутов).

Задаемся шагом поперечных стержней в пролете и на опорах. Находим интенсивность хомутов на этих участках:

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{s}$$

Произведя все вычисления, зависящие от тех или иных неравенств.

Определяем, на каком расстоянии может быть увеличен шаг хомутов. Причем  $l_1$  должно быть не меньше четверти пролета по конструктивным соображениям.

Эпюру арматуры строим в такой последовательности:

- определяем изгибающие моменты  $M$ , воспринимаемые в расчетных сечениях, по фактически принятой арматуре;
- устанавливаем графически или аналитически на огибающей эпюре моментов по ординатам  $M$  места теоретического обрыва стержней;

- определяем длину анкеровки обрываемых стержней  $W = Q/2 \cdot q_{sw} + 5 \cdot d \geq 20 \cdot d$ , причем поперечная сила  $Q$  в месте теоретического обрыва стержня принимаем соответствующей изгибающему моменту в этом сечении; здесь  $d$  – диаметр обрываемого стержня.

- в пролете допускается обрывать не более 50% расчетной площади сечения стержней, вычисленных по максимальному изгибающему моменту.

## 9) Колонны одноэтажных и многоэтажных зданий. Поперечное сечение и назначение размеров. Симметричное и несимметричное армирование. Учет гибкости элементов.

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

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

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

$$e_0 = M/N + e_a \quad (4.1)$$

где  $e_a$  — случайный эксцентриситет.

Для элементов статически неопределимых конструкций принимают

$$e_0 = M/N, \text{ но не менее } e_a. \quad (4.2)$$

По нормам случайные эксцентриситеты  $e_a$  следует принимать равными большему из следующих значений:  $1/30$  высоты сечения элемента;  $1/600$  длины элемента (или ее части между местами, закрепленными от поперечных перемещений). В сборных конструкциях следует учитывать возможность образования случайного эксцентриситета вследствие смещения элементов на опорах из-за неточности монтажа; при отсутствии опытных данных значение этого эксцентриситета принимают не менее 10 мм.

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

Для сжатых элементов применяют бетон классов по прочности на сжатие не ниже В15, для сильно загруженных — не ниже В25.

Насыщение поперечного сечения продольной арматурой элементов, сжатых со случайными эксцентриситетами, оценивают коэффициентом  $\mu$  или процентом армирования (значения в 100 раз больше). В практике для сжатых стержней обычно принимают армирование не более 3%.

Если площади сечения арматуры  $S$  и  $S'$  одинаковы, армирование называют симметричным; оно предпочтительнее, чем несимметричное армирование.

Соединять продольные стержни по длине элемента не рекомендуется.

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

Колонны сечением до 400X400 мм можно армировать четырьмя продольными стержнями, что соответствует наибольшему допустимому расстоянию между стержнями рабочей арматуры.

Поперечные стержни ставят без расчета, но с соблюдением требований норм. Расстояние между ними  $s$  должно быть при сварных каркасах не более  $20d$ , при вязаных —  $15d$ , но не более 500 мм (здесь  $d$  — наименьший диаметр продольных сжатых стержней). Расстояния  $s$  округляют до размеров, кратных 50 мм.

Плоские сварные каркасы объединяют в пространственные с помощью поперечных стержней, привариваемых контактной точечной сваркой к угловым продольным стержням плоских каркасов. Если в сварных каркасах у больших граней сечения элемента размещены промежуточные стержни, то эти стержни (принадлежащие противоположным каркасам) соединяют между собой дополнительными шпильками, устанавливаемыми по длине элемента с шагом, равным шагу поперечных стержней плоских каркасов.

В вязаных каркасах продольные стержни укрепляют хомутами на перегибах хомутов по крайней мере через один, при ширине грани не более 400 мм и числе продольных стержней у этой грани не более четырех допускается охват всех продольных стержней одним хомутом.

Предварительное напряжение применяют для внецентренно сжатых элементов с большими эксцентриситетами сжимающей силы, когда изгибающие моменты значительны и вызывают растяжение части сечения, а также для элементов очень большой гибкости. Повышение трещиностойкости и жесткости элемента посредством предварительного напряжения полезно в первом случае для эксплуатационного периода, во втором — для периода изготовления, транспортирования и монтажа.

Применять очень гибкие центрально-сжатые элементы нерационально, поскольку несущая способность их сильно снижается вследствие большой деформативности. Во всех случаях элементы из тяжелого бетона и бетона на пористых заполнителях должны иметь гибкость в любом направлении

$$\lambda = l_0/i \leq 200 \quad (4.3) \text{ а колонны зданий } \lambda = l_0/i \leq 120 \quad (4.4)$$

Эксперименты показали, что сопротивление коротких центрально-сжатых элементов внешнему усилию складывается из сопротивления бетона и продольной арматуры. При этом обычно бетон достигает своего предела прочности, а арматура — предела текучести; это обусловлено достаточно большими неупругими деформациями сильно напряженного бетона.

На несущую способность длинных (гибких) сжатых железобетонных элементов заметное влияние оказывают случайные эксцентриситеты, явление продольного изгиба, длительное воздействие нагрузки.

По нормам случайные эксцентриситеты  $e_a$  должны приниматься равными большему из следующих значений:  $1/30$  высоты сечения элемента,  $1/600$  длины элемента (или ее части между местами, закрепленными от поперечных перемещений). В сборных конструкциях следует учитывать возможность образования случайного эксцентриситета вследствие смещения элементов на опорах из-за неточностей монтажа; при отсутствии опытных данных значение этого эксцентриситета принимается не менее 1 см.

Некоторые элементы прямоугольного сечения, а именно с симметричным армированием стержнями из стали классов А-1, А-11, А-111 при  $l_0 \leq 20h$  и эксцентриситете  $e_0 = e_a \leq h/30$  в практике допускается рассчитывать по несущей способности (предельное состояние первой группы) как центрально-сжатые, исходя из условия

$$N \leq \eta \Phi [R_b A + R_{sc} (A_s + A'_s)] \quad (IV.2)$$

Здесь  $N$  — продольное сжимающее усилие, вычисленное при расчетных нагрузках;  $A = hb$  — площадь сечения элемента;  $h$  и  $b$  — высота и ширина сечения;  $\eta$  — коэффициент условий работы, равный 0,9 при  $h \leq 200$  мм и 1 при  $h > 200$  мм;  $\Phi$  — коэффициент, учитывающий длительность загрузки, гибкость и характер армирования элемента, вычисляемый по зависимости

$$\Phi = \Phi_b + 2(\Phi_r - \Phi_b) R_{sc} (A_s + A'_s) / R_b A, \quad (IV.3)$$

но принимаемый не более  $\Phi_r$ ; причем значения  $\Phi_b$  и  $\Phi_r$  находят по табл.

Несущую способность сжатого элемента со случайными эксцентриситетами при всех известных данных о размерах поперечного сечения элемента, армирования, материалах и нагрузке проверяют по формуле (IV.2)

Если предварительно приняты размеры поперечного сечения и необходимо найти лишь площадь сечения арматуры, следует воспользоваться выражением (IV.2), из которого искомая площадь сечения арматуры

$$(A_s + A'_s) = N / \eta \Phi R_{sc} - A R_b / R_{sc}, \quad (IV.4)$$

где  $\Phi$  — устанавливается методом последовательного приближения. Поперечные размеры центрально-сжатого элемента и площадь сечения арматуры при заданных нагрузке, расчетной длине и материалах определяют, первоначально задаваясь значениями

$$\Phi = \eta = 1, \quad A_s + A'_s = \mu A = 0,01A, \quad \text{Из условия (IV.2) вычисляют } A = N / \eta \Phi (R_b + \mu R_{sc}) \quad (IV.5)$$

и назначают размеры поперечного сечения элемента с учетом их унификации. Затем вычисляют отношение  $L_0/h$  и подбирают  $(A_s + A'_s)$  способом, указанным выше.

Если окажется, что процент армирования рассчитанного сечения не удовлетворяет условию  $\mu_{\min} \% \leq \mu \% \leq \mu_{\max} \%$  (3%), то поперечные размеры элемента следует изменить и повторно вычислить значения  $\Phi$ ,  $(A_s + A'_s)$ . Сечение можно считать подобранным удовлетворительно, если  $\mu = 1...2 \%$

Для прямоугольного сечения

$$A_{bc} = bx; \quad N_b = R_b bx; \quad z_b = h_0 - 0,3x. \quad (4.24)$$

С учетом этих выражений формула для расчета по несущей способности принимает вид

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

где  $e = e_0 \eta + h/2 - a$ , (4.25)

Высоту сжатой зоны определяют из следующих уравнений:

$$\text{при } \xi = x/h_0 \leq \xi_R$$

$$N = R_b bx + R_{sc} A'_s - R_s A_s; \quad (4.26)$$

$$\text{при } \xi = x/h_0 > \xi_R$$

$$N = R_b bx + R_{sc} A_s - \sigma_s A_s, \quad (4.27)$$

Проверка несущей способности. При проверке несущей способности элемента, когда все данные о нем известны, из формулы (4.26) в предположении условия  $\xi = x/h_0 \leq \xi_R$  вычисляют высоту сжатой зоны

$$x = (N - R_{sc} A'_s + R_s A_s) / (R_b b); \quad (4.28)$$

затем определяют  $\xi_R$  по формуле. Проверяют условие  $x \leq \xi_R h_0$ , и, если оно соблюдено, то при найденном значении  $x$  проверяют несущую способность элемента по формуле (4.25). Несоблюдение условия  $\xi = x/h_0 \leq \xi_R$  указывает на то, что  $\xi = x/h_0 > \xi_R$  необходимо определять при условии по формуле (4.27).

При использовании бетонов классов не выше В30 и ненапрягаемой арматуры классов А-I, А-II, А-III при  $x > \xi_R h_0$  значение  $\sigma_s$  следует подставить в уравнение (4.27), откуда вычислить  $x$ . Вычисленное значение  $x$  следует применить в формуле (4.25) для проверки несущей способности элемента.

При  $x > \xi_R h_0$  и при использовании бетонов класса выше В30 и арматуры класса А-IV и выше значение  $\sigma_s$  следует подставить в равенство (4.27) и вычислить  $x$ . Затем для проверки несущей способности элемента воспользоваться формулой (4.25).

Подбор арматуры. При подборе площади сечения арматуры  $A_s$  и  $A'_s$  (значения  $N$ ,  $l_0$ ,  $b$  и  $h$  считаются известными) расчетные формулы преобразуются следующим образом.

Условие  $\xi = x/h_0 \leq \xi_R$ . Очевидно, что когда арматура  $s'$  в сечении элемента требуется по расчету тогда, когда относительная высота сжатой зоны при учете только одной арматуры превышает граничное значение  $\xi_R$ . Учитывая это значение высоты сжатой зоны и отвечающее ему  $\alpha_m$  из табл. 3.1, на основании формул (4.25) и (4.26) получают:

$$A'_s = (Ne - \alpha_m R_b b h_0^2) / (R_{sc} z_s), \quad A_s = (\xi_R R_b b h_0 - N) / R_s + A'_s R_{sc} / R_s. \quad (4.29) \quad (4.30)$$

Площадь сечения арматуры  $A'_s$  должна быть не меньше минимальной.

При заданном сечении арматуры  $A'_s$  на основании формулы (4.25) составляют уравнение

$$x(h_0 - 0,5x) = [Ne - R_{sc} A'_s (h_0 - a')] / (R_b b). \quad (4.31)$$

В правой части этого равенства все величины известны.  $\alpha_m = \xi (1 - 0,5\xi)$ , где  $\xi = x/h_0$  определяют

$$\alpha_m = [Ne - R_{sc} A'_s (h_0 - a')] / R_b b h_0^2. \quad (4.32)$$

Соответственно значению  $\alpha_m$  можно определить  $\xi$  из табл. 3.1 или же вычислить его по выражению

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2/\alpha_m}. \quad (4.33)$$

Имея таким образом  $x = \xi h_0$ , из выражения (4.26) находят искомую площадь арматуры

$$A_s = (\xi R_b b h_0 - N) / R_s + A'_s R_{sc} / R_s. \quad (4.34)$$

В практике нередко применяют симметричное армирование, в частности в элементах, испытывающих действие противоположных по знаку, но близких по значению изгибающих моментов.

При симметричном армировании, когда  $A = A'_s$  и  $R_{sc} = R_s$ , т. е. когда  $R_{sc} A'_s = R_s A_s$ , из выражения (4.26) можно вычислить

$$x = N / R_b b. \quad (4.35)$$

Затем, используя значение  $x$ , по формуле (4.25) найти  $A_s = A'_s = N(e - h_0 + N/2R_b b) / R_{sc} (h_0 - a'). \quad (4.36)$

Условие  $\xi = x/h_0 > \xi_R$ . Прямой подсчет площадей сечения арматуры  $A_{sc}$  и  $A'_s$  затруднителен из-за сложности используемых зависимостей. Целесообразно применить симметричное армирование  $A'_s = A_s$ ,  $R_{sc} = R_s$ . Расчетные

формулы для подбора симметричной арматуры получают из совместного решения системы трех уравнений: уравнений равновесия продольных сил, прочности и эмпирической зависимости для  $\sigma_s$ .

Для обобщения изложенного ниже приведена рекомендуемая последовательность расчета сечения арматуры элементов прямоугольного профиля с несимметричным армированием (без предварительного напряжения).

1. Выписывают расчетные данные  $R_b, R_s, R_{sc}, e_b, e_s$ ; вычисляют значения  $h_0, z_s, e_0 = M/N, e_0/h, l_0/h, \alpha$ .
2. Задаются коэффициентом армирования в пределах 0,005...0,035; вычисляют  $\delta_e, \varphi$  и  $N_{cr}$ .

Если окажется, что  $N_{cr} < N$ , размеры сечения элемента следует увеличить.

3. Определяют коэффициент  $\eta$  и находят расстояние от усилия  $N$  до арматуры  $S$ :

$$e = e_0 \eta + h/2 - a,$$

4. С помощью формулы (4.28), задаваясь ожидаемым отношением  $A_s/A_s'$ , определяют высоту сжатой зоны  $x$  и затем  $\xi = x/h_0$ , после чего по формулам (4.29) ... (4.34) подбирают сечения арматуры  $A_s$  и  $A_s'$ , принимая их не менее минимального значения.

5. Вычисляют коэффициент армирования

$$\mu = (A_s + A_s')/bh$$

по найденным сечениям арматуры. Если он отличается от исходного не более чем на 0,005, решение можно считать найденным; при большей разнице необходимо сечение пересчитать, задавшись новым коэффициентом армирования.

Если в решении получается  $\mu > 0,03$ , то следует пересмотреть размеры поперечного сечения  $b$  и  $h$  или изменить классы бетона и арматуры.

6. Проверяют прочность элемента с учетом влияния продольного изгиба в плоскости, перпендикулярной плоскости изгиба, как для сжатого элемента со случайными эксцентриситетами.

7. Если требуется, проверяют достаточность несущей способности элемента, пользуясь формулами (4.28) и (4.25).

16.

Расчет гибких внецентренно сжатых элементов в плоскости действия момента производится с учетом влияния прогиба элемента на величину эксцентриситета продольной силы.

Помимо учета гибкости, в плоскости действия момента должна быть произведена проверка на устойчивость в плоскости, перпендикулярной плоскости изгиба как для элемента, работающего на осевое сжатие (без учета изгибающего момента), с учетом соответствующего коэффициента продольного изгиба  $\varphi$ .

Влияние прогиба может не учитываться:

- а) для сечений любой формы при  $\frac{l_0}{r} \leq 35$
- б) для прямоугольных сечений при  $\frac{l_0}{h} \leq 10$
- в) для круглых и кольцевых сечений при  $\frac{l_0}{D} \leq 8$
- г) для тавровых сечений при  $\frac{l_0}{h} \leq 35$

Значения коэффициента  $\varphi$  принимаются по таблице.

Влияние прогиба элемента учитывается путем умножения эксцентриситета  $e_0$  продольного усилия относительно центра тяжести сечения бетона на коэффициент  $\eta$ , определяемый следующим образом:

- а) для сечений любой формы

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{m \cdot 4800 R_{\text{н}} F \left( \frac{l_0}{r} \right)^2}};$$

- б) для прямоугольных сечений

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{m \cdot 400 R_{\text{н}} F \left( \frac{l_0}{h} \right)^2}}, \quad (1.38)$$

где  $N$  — расчетная продольная сила;

$F$  — площадь бетонного сечения;

$l_0 = \psi l$  — расчетная длина элемента;

$l$  — фактическая длина элемента;

$\psi$  — коэффициент, зависящий от степени защемления и подвижности концов элемента, принимаемый таким же, как и для расчета центрально сжатых элементов;

$r$  — радиус инерции сечения;

$h$  — высота сечения, т. е. размер поперечного сечения в плоскости действия изгибающего момента.

Коэффициент  $\eta$  может быть определен по графику.

При расчете прямоугольных сечений внецентренно сжатых элементов значение  $\eta$  принимают по графику в зависимости от величин

$$n_1 = \frac{N}{mbhR_{\text{н}}} \text{ и } \frac{l_0}{h}.$$

При расчете тавровых сечений внецентренно сжатых элементов значения  $\eta$  принимают по графику в зависимости от величин

$$n_1 = \frac{N}{mbhR_n} \rho \text{ и } \frac{l_0}{h}.$$

Значения  $\rho$  в зависимости от отношений  $\frac{b_n}{b}$  и  $\frac{h_n}{h}$  приведены в таблице.

Рекомендуется проектировать внецентренно сжатые элементы так, чтобы отношение  $\frac{l_0}{b}$  было не более 30, а отношение  $\frac{l_0}{h}$  — не более 25 (рекомендация относится к колоннам зданий). Для несущих элементов сечение менее 25 X 25 см не рекомендуется.

## 10) Фундаменты и их классификация. Отдельные и ленточные сборные и монолитные фундаменты. Назначение размеров. Армирование.

Фундамент – конструкция подземной части здания, ч/з который передаются нагрузки от вышележащих конструкций и от людей, оборудования - на основание, т. е. на грунт.

По конструкт схеме: ленточные (под стены или ряд отдельных опор); столбчатые (под легкие стены, под колонны); сплошные - под всей площадью здания (при слабых неоднородных грунтах основания)

По методу возведения: сборные и монолитные.

Сборные ф-ты: Ф-ты выполняют из тяжел бетон класса В15-В25, устанавливают на песчано-гравийную уплотнен подготовку толщин 100 мм. В ф-ах предусматривают арматуру, располагаем по подошв в виде сварных сеток. Минимал толщину защитн слоя арматур принимают 35 мм. Если под фундаментом нет подготовки, то защитный слой делают не менее 70 мм.

Монолитные ф-ты. Армиров-е монол-х ф-ов и устр-во армиров-го пояса под или над фунд-ми из кладочных материалов заключ-ся в установке арматур-го каркаса из стальных прутьев, проволоки и т.н. Для изгот-ия армат-х каркасов прим круг, горяч.катан и холодносплюснутая сталь период-го профиля.

Армат каркасы собирают из заранее заготовл-х стержней и хомутов. Заготовка арматуры сост из следующих работ: выпрямл арм стали, очистки ее от ржавчины, резки стержней, сварки стыков при изгот каркасов. Крепление штучной арм в местах пересечения выполняют с соблюдением следующих требований:

Стержни диаметром до 25 мм скрепляются точечной сваркой, вязальной проволокой, пластмас соединит эл-ми; Стержни диам более 25 мм скреп-ют только дуговой сваркой; Перевязкой или сваркой д.б. соединено не менее 50% пересечений, при этом пересечения в углах обязательно соединяются; Перелом осей стержней арматуры диаметром до 40 мм в сварных стыковых соедин осущ-ют с накладками, выполненными дуговой сваркой протяженными швами. При бетонир-ии защит слой бетона должен составлять не менее 50 мм.

Фундамент под колонны выполняют из монолитного или сборного железобетона.

Глубину заложения фундамента назначают в зависимости от гидрогеологических условий на площадке строительства, глубины промерзания грунта и других условий в соответствии с пп. 2.25 – 2.33 СНиП 2.02.01-83, а также с учетом необходимой заделки колонн. Верхний обреза фундамента обычно находится на отметке -0,15 м, что связано с окончанием работ нулевого цикла до монтажа колонн каркаса.

## Центрально-нагруженные фундаменты проектируют квадратным в плане.

Фундаменты состоят из плитной части и подколонника со стаканом для заделки сборной колонны. Плитная часть имеет обычно ступенчатую форму. Количество ступеней – не более трех. Высоту ступеней принимают равной 300, 450 и при большой высоте плитной части фундамента – 600 мм. Размеры по высоте подколонника и плитной части назначают кратными 150 мм. Размеры в плане подошвы фундамента, ступеней подколонника должны быть кратны 300 мм.

Зазоры между стенками стакана и колонной для возможности рихтовки и качественного заполнения бетоном принимают в нижней части стакана 50 мм, в верхней – 75 мм.

Глубину заделки колонны в стакан назначают не менее большего размера сечения колонны  $h_{col}$ . Глубина заделки колонны также должна удовлетворять требованию заделки рабочей продольной арматуры колонн. Сжатая рабочая арматура прямоугольных колонн должна иметь глубину заделки не менее величин, указанных в табл. 3.

Толщину стенок неармированного стакана поверху следует принимать не менее 200 мм и не менее 0,75 глубины стакана (при глубине стакана меньше, чем высота подколонника) или не менее 0,75 высоты верхней ступени фундамента (при глубине стакана большей, чем высота подколонника).

Если эти условия не соблюдаются, стенки стакана следует армировать поперечной и продольной арматурой. При этом толщина стенок стакана должна быть не менее 150 мм и не менее 0,2 высоты сечения колонны. Поперечное армирование стенок стакана следует выполнять в виде сварных плоских сеток с расположением стержней у наружных и внутренних поверхностей сеток. Диаметр стержней сеток принимают не менее 8 мм и не менее четверти диаметра продольных стержней. Расстояние между сетками назначают не более четверти глубины стакана и не более 200 мм.

Стержни продольной арматуры подколонника (стенок стакана) должны проходить внутри ячеек сварных сеток. Диаметр продольных стержней принимается не менее 12 мм. Расстояние между продольными стержнями принимается не более 400 мм. Под монолитные фундаменты предусматривают бетонную подготовку толщиной 100 мм из тощего бетона, а под сборными – из среднестерстного песка слоем 100 мм.

Монолитные фундаменты изготавливают из бетона классов В12,5 и В15, сборные – В15, В20 и В25.

Фундаменты по подошве армируют сварными сетками из стали классов А-300 и А-400. Шаг стержней в обоих направлениях принимают 200 мм, диаметр – не менее 10 мм.

Толщину защитного слоя бетона для рабочей арматуры подошвы монолитных фундаментов принимают не менее 35 мм при наличии бетонной подготовки, а при ее отсутствии – 70 мм. В сборных фундаментах защитный слой должен быть не менее 30 мм. Минимальный процент армирования подошвы фундамента не регламентируется.

Исходными данными для проектирования фундамента являются расчетные значения продольных сил, передаваемых на фундамент, уровень верха фундамента, характеристики грунта.

Расчетную продольную силу  $N$  для расчета тела фундамента подсчитывают при коэффициенте надежности по нагрузке  $\gamma_f > 1$ . (принимают из расчета колонны первого этажа).

Нормативную продольную силу  $N_n$  по формуле:

$$N_n = N / \gamma_f, \quad (13)$$



где  $\gamma_f = 1,15$  - усредненное значение коэффициента надежности по нагрузке.

Высоту фундамента назначают по условиям заглубления или условиям заделки колонн, величина  $h$  округляется до размера, кратного 15 см. Глубину заложения фундамента принимают равной

$$H = h + 0,15m, \quad (16)$$

где 0,15 м – расстояние от уровня чистого пола до верха фундамента.

Размер стороны подошвы квадратного в плане фундамента определяют по формуле

$$a = \sqrt{\frac{N_n}{R_0 - \gamma_m H}}, \quad (17)$$

где  $R_0$  – расчетное сопротивление грунта основания; в курсовом проекте допускается принимать без поправок на ширину и заложения подошвы фундамента;

$\gamma_m = 20 \text{ кН/м}^3$  – усредненный объемный вес материала фундамента и грунта на его ступенях.

Высоту ступеней назначают в зависимости от полной высоты плитной части фундамента в соответствии с табл. 4. Размеры ступеней в плане определяют геометрическим построением, соблюдая условие, чтобы вертикальные грани ступеней не пересекали поверхности пирамиды продавливания. Окончательные размеры ступеней назначают с учетом унификации размеров фундаментов.

Проверку фундамента на продавливание производят не только по всей высоте, но и под каждой из ступеней.

Поскольку фундамент не имеет поперечной арматуры, высоту нижней ступени проверяют на прочность по наклонному сечению по условию восприятия поперечной силы бетоном (рис. 5):

$$Q = p(l - c)b \leq 0,6R_{bt}bh_{01} \quad (20)$$

Причинами разрушения фундаментов под сборные колонны могут также быть продавливание дна стакана (рис. 5) и раскалывание фундамента. Проверку фундамента по прочности на продавливание колонной от дна стакана производят из условия:

$$F \leq R_{bt}U_m h_{og}, \quad (21)$$

где  $F = N - p(h_{col} + 2h_{og})$  - расчетная продавливающая сила;

$U_m = 4(h_{col} + h_{og})$  - среднее арифметическое периметров верхнего и нижнего оснований пирамиды продавливания колонной от дна стакана.

Проверку прочности фундамента на раскалывание производят из условия

$$N \leq 2\mu\gamma A_1 R_{bt}, \quad (22)$$

где  $\mu = 0,75$  – коэффициент трения бетона по бетону;  $\gamma = 1,3$  – коэффициент условия работы фундамента в грунте;  $A_1$  – площадь вертикального сечения фундамента в плоскости, проходящей по оси сечения колонны за вычетом площади стакана.

Прочность фундамента считается обеспеченной, если удовлетворяется хотя бы одно из условий (21) или (22).

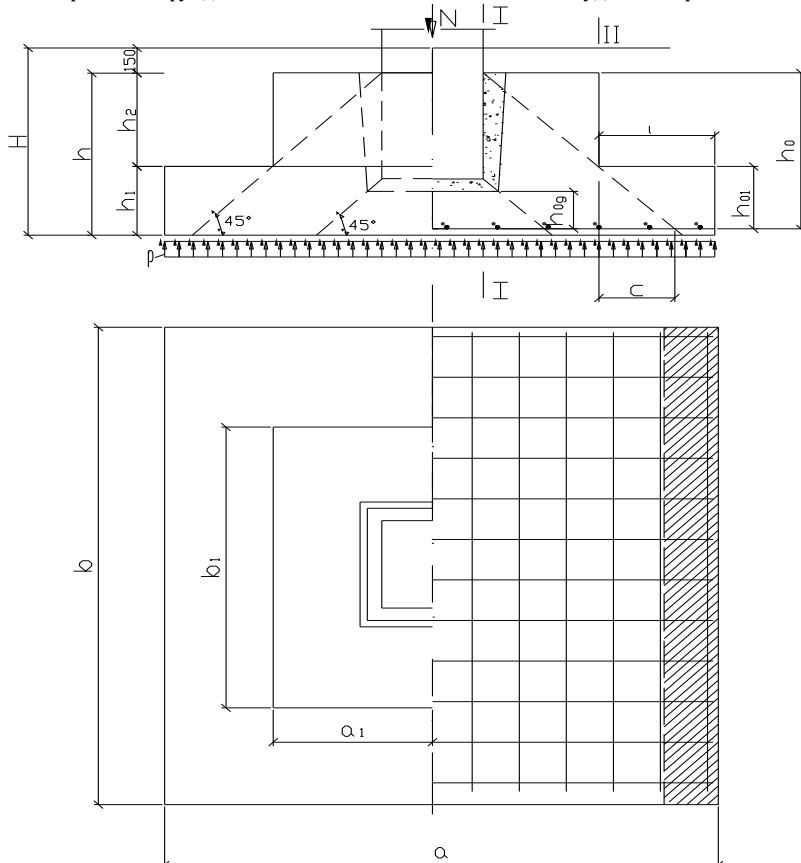


Рис. 5. Схемы образования пирамид продавливания

от действия нормальной силы  
Армирование фундамента по подошве определяют расчетом на изгиб по нормальным сечениям по граням ступеней и грани колонны как для консольных балок. Например, при двухступенчатом фундаменте значения расчетных изгибающих моментов в сечениях I-I и II-II (рис. 5) равны:

$$M_{1-1} = 0,125p(a - h_{col})^2 b; \quad (23)$$

$$M_{2-2} = 0,125p(a - a_1)^2 b; \quad (24)$$

Сечение рабочей арматуры на всю ширину фундамента можно вычислить, принимая

$$A_{S1} = M_{1-1} / (0,9h_0 R_s); \quad (25)$$

$$A_{S2} = M_{2-2} / (0,9h_{01} R_s). \quad (26)$$

Из двух значений  $A_{S1}$  и  $A_{S2}$  выбирают большее, по которому и производят подбор диаметра и количества стержней. В начале задаются шагом стержней, затем определяют их количество, на единицу большее числа шагов. Деля  $A_s$  на число стержней, получают требуемую площадь одного стержня, по которой подбирают диаметр. При ширине

подошвы фундамента более трех метров в целях экономии стали половину стержней можно не доводить до конца на  $1/10$  длины в каждую сторону.

При армировании подошвы фундамента стержня класса А-240 и А-300 проверку ширины раскрытия трещин не производят.

## Ленточные фундаменты под рядами колонн.

Ленточные фундаменты под рядами колонн возводят в виде отдельных лент продольного или поперечного (относительно рядов колонн) направления и в виде перекрестных лент (рис. 12.10). Ленточные фундаменты могут быть сборными и монолитными. Они имеют тавровое поперечное сечение с полкой понизу. При грунтах высокой связности иногда применяют тавровый профиль с полкой поверху. При этом уменьшается объем земляных работ и опалубки, но усложняется механизированная выемка грунта.

Ленты армируют сварными или вязаными каркасами (см. рис. 12.10, в, г). Плоских сварных каркасов в поперечном сечении ребра должно быть не менее двух при ширине ребра  $b < 400$  мм, не менее трех при  $b = 400 \dots 800$  мм и не менее четырех при  $b > 800$  мм. Верхние продольные стержни сварных каркасов рекомендуется укреплять на всем протяжении в горизонтальном направлении сварными сетками (корытообразными или плоскими с крюками на концах поперечных стержней), а также в продольном направлении с помощью поперечных стержней в каркасах не реже, чем через  $20d$  (где  $d$  — диаметр продольных стержней).

При армировании ребер вязаными каркасами число вертикальных ветвей хомутов в поперечном сечении должно быть не менее четырех при  $b = 400 \dots 800$  мм и не менее шести при  $b > 800$  мм. Хомуты — замкнутые, диаметром не менее 8 мм, с шагом не более  $15d$

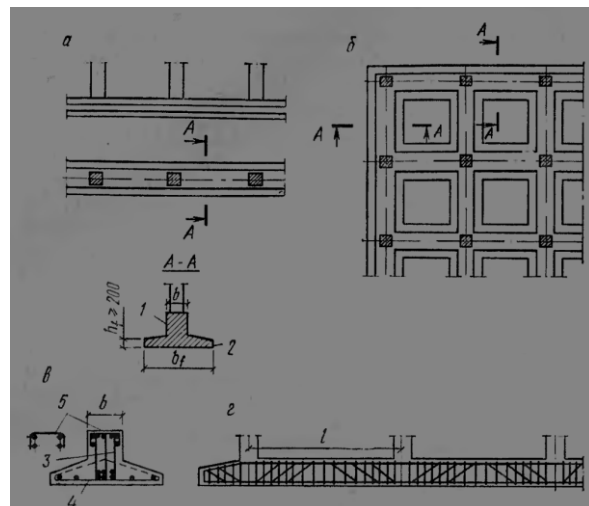


Рис. 12.10. Ленточные монолитные фундаменты под колоннами  
а — отдельные ленты, б — перекрестные ленты, в — армирование ленточных фундаментов в поперечном сечении; г — то же в продольном направлении; 1 — ребро; 2 — полка, 3 — сварные каркасы; 4 — нижние сварные сетки; 5 — верхние сварные сетки корытообразные

## Сплошные фундаменты

Сплошные фундаменты бывают: плитными безбалочными, плитно-балочными и коробчатыми (рис. 12.22). Наибольшей жесткостью обладают коробчатые фундаменты. Сплошными фундаментами делают при особенно больших и неравномерно распределенных нагрузках. Конфигурацию и размеры сплошного фундамента в плане устанавливают так, чтобы равнодействующая основных нагрузок от сооружения проходила в центре подошвы.

В некоторых случаях инженерной практики при расчете сплошных фундаментов достаточным оказывается приближенное распределение реактивного давления грунта по закону плоскости. Если на сплошном фундаменте нагрузки распределены редко, неравномерно, правильнее рассчитывать его как плиту, лежащую на деформируемом основании. Под действием

реактивного давления грунта сплошной фундамент работает подобно перевернутому железобетонному перекрытию, в котором колонны выполняют роль опор, а элементы конструкции фундамента испытывают изгиб под действием давления грунта снизу.

В зданиях и сооружениях большой протяженности сплошные фундаменты (кроме торцовых участков небольшой длины) приближенно могут рассматриваться как самостоятельные полосы (ленты) определенной ширины, лежащие на деформируемом основании. Сплошные плитные фундаменты многоэтажных зданий загружены значительными сосредоточенными силами и моментами в местах опирания диафрагм жесткости. Это должно учитываться при их проектировании.

Безбалочные фундаментные плиты армируют сварными сетками. Сетки принимают с рабочей арматурой в одном направлении; их укладывают друг на друга не более чем в четыре слоя, соединяя без нахлестки в нерабочем направлении и внахлестку без сварки — в рабочем направлении. Верхние сетки укладывают на каркасы подставки. Плитно-балочные сплошные фундаменты армируют сварными сетками и каркасами.

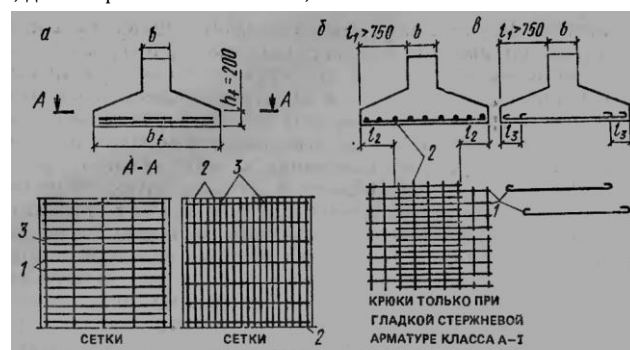
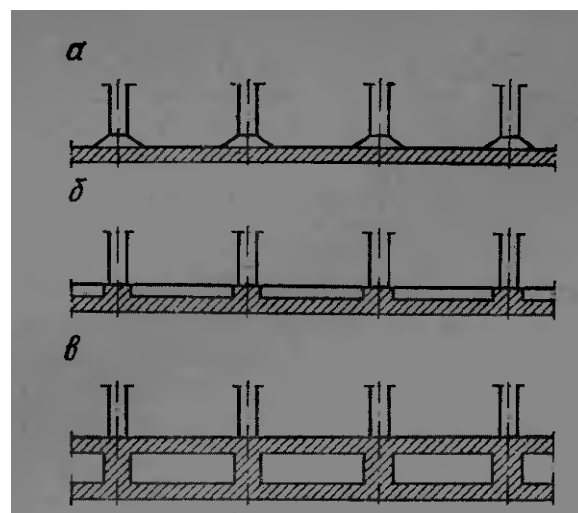
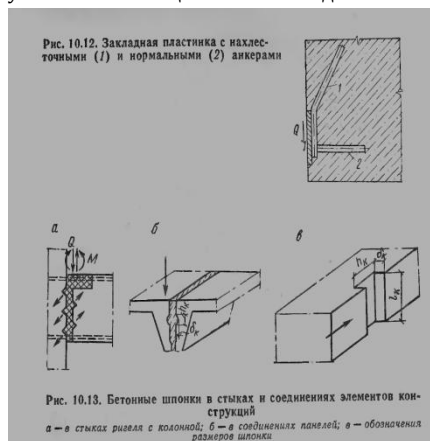


Рис. 12.11. Армирование ленточных фундаментов  
а — узкими стандартными сварными сетками; б — нестандартными сварными сетками; в — вязаными сетками; 1 — рабочие стержни полки; 2 — то же ленты; 3 — стыки сварных сеток



## 11) Стыки и узлы сборных и монолитных ЖБ конструкций. Закладные детали.

Стыки многоэтажных сборных рам, как правило, выполняют с замоноличиванием — жесткими. При шарнирных стыках уменьшается общая жесткость здания и снижается сопротивление деформированию при горизонтальных нагрузках. Этот



недостаток становится особенно существенным с увеличением числа этажей каркасного здания. Шарнирные стыки ригелей на консолях колонн неэкономичны, особенно в сравнении с жесткими бесконсольными стыками ригелей.

Типовые ригели пролетом 6 м армируют ненапрягаемой арматурой, пролетом 9 м — напрягаемой арматурой в пролете. Колонны высотой в два этажа армируют продольной арматурой и поперечными стержнями как внецентренно сжатые элементы.

Жесткие стыки колонн многоэтажных рам воспринимают продольную силу  $N$ , изгибающий момент  $M$  и поперечную силу  $Q$ . Арматурные выпуски стержней диаметром до 40 мм стыкуют ванной сваркой. При четырех арматурных выпусках для удобства сварки устраивают специальные угловые подрезки бетона длиной 150 мм; при арматурных выпусках по периметру сечения подрезку бетона делают по всему периметру. Концы колонн, а также места подрезки бетона усиливают поперечными сетками и заканчивают стальной центрирующей прокладкой (для удобства рихтовки на монтаже). После установки и выверки стыкуемых элементов колонны и сварки арматурных выпусков устанавливают дополнительные монтажные хомуты диаметром 10... 12

мм. Пустоты стыка (подрезка бетона) и узкий шов между торцами элементов замоноличивают в инвертарной форме под давлением. Исследования показали достаточную прочность и надежность стыка. Описанный стык также экономичнее по расходу стали и трудоемкости в сравнении с другими стыками, устраиваемыми на сварке стальных закладных деталей. Уменьшение изгибающего момента в стыках колонн многоэтажного каркасного здания в большинстве случаев достигается выбором места расположения стыка ближе к середине высоты этажа, где изгибающие моменты от действия нагрузок приближаются к нулю и где улучшаются условия для монтажа колонн.

Сборные конструкции зданий, смонтированные из отдельных элементов, работают совместно под нагрузкой благодаря стыкам и соединениям, обеспечивающим их надежную связь. Стыки и соединения сборных конструкций классифицируют по функциональному признаку и расчетно-конструктивному. По функциональному признаку различают: стыки колонн с фундаментами, колонн друг с другом, ригелей с колоннами; узлы опирания подкрановых балок, ферм, балок покрытий на колонны; узлы опирания панелей на ригели и т. п. По расчетно-конструктивному признаку различают стыки: испытывающие сжатие, испытывающие растяжения, работающие на изгиб с поперечной силой, и т. п.

В стыках усилия от одного элемента к другому передаются через соединяемую сваркой рабочую арматуру, металлические закладные детали, бетон замоноличивания. Правильно запроектированный стык под действием расчетных нагрузок должен обладать прочностью и жесткостью, неизменяемостью взаимного положения соединяемых элементов. Концевые участки сжатых соединяемых элементов усиливают поперечными сетками косвенного армирования.

В сборных предварительно напряженных элементах необходимо предусматривать местное усиление концевых участков против образования продольных раскалывающих трещин при отпуске натяжения арматуры. Стыки растянутых элементов выполняют, сваривая выпуски арматуры или стальных закладных деталей, а в предварительно напряженных конструкциях — пропуская через каналы или пазы элементов пучки, канаты или стержни арматуры с последующим натяжением. В стыках сварку основных рабочих швов выполняют в нижнем и вертикальном положении. При наложении сварных швов в соединяемой арматуре и стальных закладных деталях развивается местная высокая температура и, следовательно, нагревается окружающий бетон.

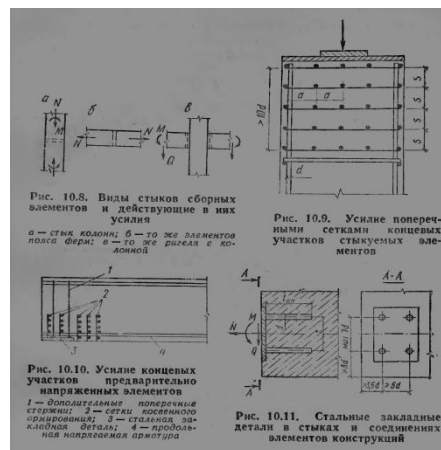
Если в коротком сжатом элементе установить поперечную арматуру, способную эффективно сдерживать поперечные деформации, то этим можно существенно увеличить его несущую способность. Такое армирование называется косвенным.

В практике для элементов с круглым или многоугольным поперечным сечением получили распространение косвенное армирование элемента в виде спиралей или сварных колец. Для элементов с прямоугольным сечением применяют объемное косвенное армирование в виде часто размещенных поперечных сварных сеток. Косвенное армирование в виде поперечных сеток широко применяют для местного усиления железобетонных сборных колонн вблизи стыков, а также под анкерами и в зоне анкеровки предварительно напрягаемой арматуры.

Опытами выявлено наличие повышенного сопротивления бетона сжатию в пределах ядра, заключенного внутри спирали или сварной сетки. Спираль и кольца подобно обойме сдерживают поперечные деформации бетона, возникающие при продольном сжатии, и тем самым обуславливают повышенное сопротивление бетона продольному сжатию, в том числе и после появления в нем первых продольных трещин. Бетон в пределах ядра сопротивляется внешним воздействиям даже после отслаивания наружного слоя бетона и до тех пор, пока в поперечной арматуре напряжения не достигнут предела текучести.

Продольные деформации элементов, усиленных косвенной арматурой, весьма велики и тем больше, чем сильнее поперечное армирование.

Прочность сжатых элементов при наличии в них продольной и косвенной арматуры любого вида рассчитывают по формулам (4.6), (4.7), (4.8), в которых учитывают лишь часть бетонного сечения, ограниченную крайними стержнями сеток, кольцами или спиральной косвенной арматурой, а вместо сопротивления бетона



## 12) Расчет ЖБ конструкций с учетом перераспределения усилий.

Сущность расчета статически неопределимых железобетонных конструкций с учетом перераспределения усилий заключается в следующем. При некотором значении нагрузки напряжения в растянутой арматуре из мягкой стали достигают предела текучести. С развитием в арматуре пластических деформаций (текучести) в железобетонной конструкции возникает участок больших местных деформаций, называемый пластическим шарниром. В статически неопределимой конструкции, в балке, защемленной на опорах, с появлением пластического шарнира повороту частей балки, развитию прогиба системы и увеличению напряжений в сжатой зоне препятствуют лишние связи, поэтому при дальнейшем увеличении нагрузки, разрушение в пластическом шарнире не произойдет до тех пор, пока не появятся новые пластические шарниры и не выключатся лишние связи. В статически неопределимой системе возникновение пластического шарнира равносильно выключению лишней связи и снижению на одну степень статической неопределимости системы. Для рассмотренной балки с двумя защемленными концами возникновение первого пластического шарнира превращает ее в систему, один раз статически неопределимую; потеря геометрической неизменяемости может наступить лишь с образованием трех пластических шарниров — на обоих опорах и в пролете.

В статически неопределимой конструкции после появления пластического шарнира при дальнейшем увеличении нагрузки происходит перераспределение изгибающих моментов между отдельными сечениями. При этом деформации в пластическом шарнире нарастают, но значение изгибающего момента остается прежним:  $M = R_s A_s z_b$ .

При некотором значении нагрузки напряжения в растянутой арматуре из мягкой стали достигают предела текучести. С развитием в арматуре пластических деформаций (текучести) в железобетонной конструкции возникает участок больших местных деформаций, называемый пластическим шарниром.

В статически определимых конструкциях с появлением шарнира под влиянием взаимного поворота частей балки и значительного прогиба высота сжатой зоны сокращается, в результате чего достигается напряжение в сжатой зоне  $\sigma_b = R_b$ .

В статически неопределимых конструкциях с появлением пластического шарнира повороту частей балки, развитию прогиба системы и увеличению напряжений в сжатой зоне препятствуют лишние связи (защемления на опорах), возникает стадия НДС IIa, при которой  $\sigma_s = \sigma_y$ , но  $\sigma_b < R_b$ . Поэтому при дальнейшем увеличении нагрузки разрушение в пластическом

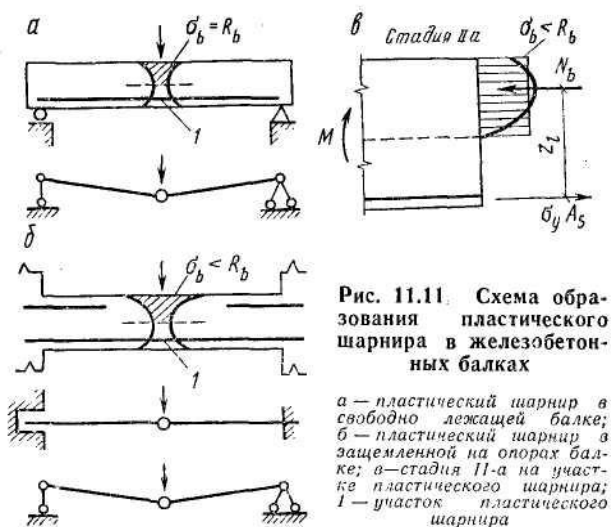
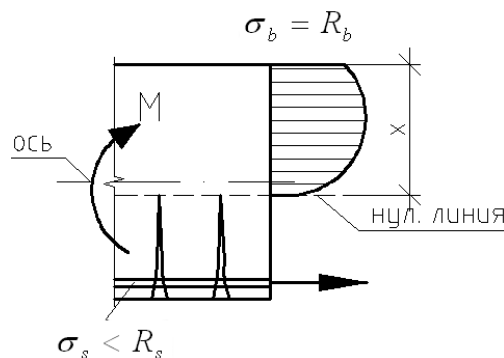


Рис. 11.11. Схема образования пластического шарнира в железобетонных балках

а — пластический шарнир в свободно лежащей балке; б — пластический шарнир в защемленной на опорах балке; в — стадия II-a на участке пластического шарнира; 1 — участок пластического шарнира

шарнире не произойдет до тех пор, пока не появятся новые пластические шарниры и не выключатся лишние связи. Появление пластического шарнира равносильно выключению лишней связи и снижению на одну степень статической неопределимости системы. В общем случае потеря геометрической неизменяемости системы с  $n$  лишними связями наступает с образованием  $n+1$  пластических шарниров.

В статически неопределимых конструкциях после появления шарнира при дальнейшем увеличении нагрузки происходит перераспределение изгибающих моментов между отдельными сечениями. При этом деформации в пластическом шарнире нарастают, но значение изгибающего момента остается прежним:  $M = R_s A_s z_b$ .

Плечо внутренней пары сил  $Z_b$  после образования пластического шарнира при дальнейшем росте нагрузки увеличивается незначительно и практически принимается постоянным.

Значение перераспределенного момента не оговаривают, но необходимо выполнить расчет по предельным состояниям второй группы. Практически ограничение раскрытия трещин в первых пластических

шарнирах достигается ограничением выровненного момента с тем, чтобы он не слишком резко отличался от момента в упругой схеме и приблизительно составлял не менее 70% его значения.

Расчет и конструирование статически неопределимых конструкций по выровненным моментам дает возможность облегчить армирование сечений, а так же может дать 20...30% экономии арматурной стали.

Ригель многопролетного перекрытия представляет собой элемент рамной конструкции. При свободном опирании концов ригеля на наружные стены и равных пролетах его рассчитывают как неразрезную балку. При этом возможен учет образования /пластических шарниров, приводящих к перераспределению и выравниванию изгибающих моментов между отдельными сечениями.

Сущность расчета статически неопределимых железобетонных конструкций с учетом перераспределения усилий заключается в следующем. При некотором значении нагрузки напряжения в растянутой арматуре из мягкой стали достигают предела текучести. С развитием в арматуре пластических деформаций (текучести) в железобетонной конструкции возникает участок больших местных деформаций, называемый пластическим шарниром. В статически определимой конструкции, например в свободно лежащей балке, с появлением пластического шарнира под влиянием взаимного поворота частей балки и развивающегося значительного прогиба высота сжатой зоны сокращается, в результате чего достигается напряжение в сжатой зоне  $\sigma_b = R_b$ , наступает разрушение.

Иначе ведет себя статически неопределимая конструкция (рис. 11.11,6). В балке, защемленной на опорах, с появлением пластического шарнира повороту частей балки, развитию прогиба системы и увеличению напряжений в сжатой зоне препятствуют лишние связи (защемления на опорах); возникает стадия II-a, при которой  $\sigma_s = \sigma_y$ , но  $\sigma_b < R_b$ . Поэтому

при дальнейшем увеличении нагрузки разрушение в пластическом шарнире не произойдет до тех пор, пока не появятся новые пластические шарниры и не выключатся лишние связи. В статически неопределимой системе возникновение пластического шарнира равносильно выключению лишней связи и снижению на одну ступень статической неопределимости системы. Для рассмотренной балки с двумя защемленными концами возникновение первого пластического шарнира превращает ее в систему, один раз статически неопределимую; потеря геометрической неизменяемости может наступить лишь с образованием трех пластических шарниров — на обоих опорах и в пролете.

В общем случае потеря геометрической неизменяемости системы с  $p$  лишними связями наступает с образованием  $p+1$  пластических шарниров.

В статически неопределимой конструкции после появления пластического шарнира при дальнейшем увеличении нагрузки происходит перераспределение изгибающих моментов между отдельными сечениями. При этом деформации в пластическом шарнире нарастают, но значение изгибающего момента остается прежним:

Плечо  $M = R_s A_s z_b$ , внутренней пары сил  $z_b$  после образования пластического шарнира при дальнейшем росте нагрузки увеличивается незначительно и практически принимается постоянным.

### 13) Материалы для каменной кладки. Прочность и деформативность кладки. Марки камня и раствора.

В качестве каменных материалов для кладок используют штучные камни массой не более 40 кг и каменные изделия, изготавливаемые в заводских условиях, масса которых ограничивается грузоподъемностью транспортного и монтажного оборудования. К штучным каменным материалам относят: кирпич керамический, керамические камни, камни природные правильной формы и бутовые (неправильной формы), камни бетонные. Каменные изделия выпускают в виде бетонных блоков различного назначения, блоков из кирпича и керамических камней, блоков из природного камня, вибропанелей из кирпича и керамических камней, бетонных панелей. Каменные материалы, применяемые для кладок, должны удовлетворять требованиям прочности и морозостойкости, чтобы обеспечить прочность и надежность каменных конструкций. В качестве строительных растворов для каменных кладок применяют смеси из неорганического вяжущего (цемент, известь, глина), мелкого заполнителя (песок), воды и специальных добавок. По виду применяемых вяжущих строительные растворы подразделяют на цементные, известковые и смешанные (цементно-известковые, цементно-глиняные). Строительные растворы должны в свежем состоянии обладать подвижностью и водоудерживающей способностью, а в затвердевшем состоянии — обеспечивать необходимую прочность кладки. При необходимости увеличения несущей способности каменной кладки применяют разные способы ее армирования стальной арматурой; такую кладку называют армокаменной. Использование армокаменной кладки позволяет значительно расширить область применения каменных кладок в конструкциях. Каменные материалы классифицируют: по происхождению: а) природные камни, добываемые в каменных карьерах (каменные блоки, бут, щебень); б) искусственные камни, изготавливаемые путем обжига (кирпич, керамические камни, облицовочные плитки), и необожженные камни (кирпич силикатный, шлаковый, бетонные камни из тяжелого или легкого бетона); по структуре: а) полнотелый кирпич и сплошные камни; б) пустотелый кирпич и камни с пустотами различной структуры.

Для ручной каменной кладки применяют кирпич следующих видов: керамический обыкновенный пластического и полусухого прессования, керамический пустотелый пластического прессования, кирпич силикатный, кирпич шлаковый, кирпич из трепелов и диатомитов. Кирпич выпускают одинарный размерами 250 x 120 x 65 мм, и модульный (утолщенный) размерами 250 x 120 x 88 мм. Кирпич одинарный изготавливают обычно полнотелый либо с технологическими пустотами. Кирпич модульный для уменьшения массы выпускают с технологическими пустотами либо пустотелый с круглыми или щелевидными пустотами.

#### Прочностные и деформативные характеристики кладки.

Прочность и деформативность каменной кладки зависят от многих факторов: прочности и деформативности камня и раствора; размера и формы камня; подвижности раствора и степени заполнения им вертикальных швов; качества кладки (обеспечения равномерной толщины и плотности горизонтальных швов); сцепления раствора с камнем и др. Каменные материалы являются хрупкими, и на диаграмме « $\sigma$  —  $\epsilon$ » нелинейные деформации проявляются лишь при весьма высоких уровнях напряжений (в области значений предела прочности). Строительные растворы в затвердевшем состоянии являются упругопластическими материалами, дающими при испытаниях на сжатие нелинейную зависимость деформаций от напряжений. Каменная кладка, несущая способность которой обеспечивается благодаря совместной работе этих материалов, является нелинейно деформируемым материалом. При восприятии кладкой сжимающих усилий поперечные деформации строительных растворов в горизонтальных швах значительно превышают поперечные деформации каменных материалов, поэтому кладка разрушается от растягивающих усилий в камне, возникающих под влиянием поперечных деформаций раствора. Увеличение толщины швов ведет к уменьшению прочности кладки. Разрушение кладки при сжатии начинается с раскрытия вертикальных швов и появления местных вертикальных трещин в отдельных камнях. При дальнейшем повышении нагрузки мелкие вертикальные трещины соединяются по высоте и расчленяют кладку на отдельные столбы. После этого небольшое увеличение нагрузки приводит к потере устойчивости этих столбов и кладка разрушается.

Прочностные и деформативные характеристики кладки получают статистической обработкой результатов испытаний большого количества призматических образцов-эталонов, размеры оснований которых 38x38 или 51x51 см, высота 10... 120 см. Основными прочностными характеристиками кладки являются: временное сопротивление сжатию  $R_0$  (средний предел прочности); расчетное сопротивление осевому сжатию  $R$ ; расчетное сопротивление осевому растяжению  $R_t$ ; расчетное сопротивление растяжению при изгибе  $R_{tb}(R_{tw})$ ; расчетное сопротивление срезу  $R_{sq}$ . Основные деформативные характеристики кладки: модуль упругости кладки (начальный модуль деформаций)  $E_0$ ; упругая характеристика кладки  $a$ ; модуль деформации кладки  $E$ ; коэффициент ползучести кладки  $\gamma_{cr}$ ; коэффициент линейного расширения  $\alpha$ ; коэффициент трения  $\mu$ .

**Строительный раствор** — это смесь вяжущего вещества (цемента, извести, гипса), мелкого заполнителя (песка), воды и иногда специальных добавок, способная твердеть после укладки. До затвердевания смесь этих материалов называют **растворной смесью**.

Растворные смеси характеризуются подвижностью, распадаемостью, водоудерживающей способностью и пластичностью, а растворы — плотностью, прочностью и морозостойкостью.

Растворы должны быть удобоукладываемыми, т. е. распределяться тонким слоем и заполнять неровности камня, что повышает качество кладки и производительность труда каменщика. После затвердения раствор должен обладать заданной прочностью и стойкостью к внешним воздействиям.

Прочность растворов характеризуется маркой, определяемой по пределу прочности при сжатии образцов-кубов размером 70,7x70,7x70,7 мм или половинок балочек, полученных после испытания на изгиб образцов размером 40x40x160 мм в возрасте 28 сут при температуре твердения 20±5°C.

По пределу прочности на сжатие растворы делят на марки: 4, 10, 25, 50, 75, 100, 150 и 200.

Морозостойкость растворов определяют числом циклов попеременного замораживания и оттаивания до потери 15 % первоначальной прочности (или 5 % массы). По мере морозостойкости растворы подразделяют на марки: от Мрз 10 до Мрз 300. Марку кладочного раствора выбирают в зависимости от вида конструкций, условий их работы, а также от степени долговечности зданий.

Считается, что свежесложенный раствор (или оттаявший раствор замороженной кладки) имеет нулевую прочность. Марку раствора для каменной кладки назначают с учетом требуемой долговечности и прочности.

Основной характеристикой является прочность, характеризующаяся маркой, которая обозначает временное сопротивление стандартных образцов при сжатии ( $\text{кгс/см}^2$ ). При определении марки кирпича дополнительно устанавливают его прочность при изгибе. Согласно Государственному стандарту обыкновенный глиняный кирпич в зависимости от предела прочности при сжатии и изгибе подразделяется на марки: 150; 125; 100 и 75; он должен иметь форму правильного прямоугольного параллелепипеда с размерами по длине 250 мм, по ширине 120 мм и по толщине 65 мм.

## 14) Армокаменные конструкции. Виды армирования каменной кладки. Конструктивные требования к сетчатому армированию.

Это конструкции, в которых находится арматура, учитываемая в расчетах. Арматура размещается для повышения несущей способности элементов за счет увеличения прочности и устойчивости армокаменных конструкций по сравнению с каменными. Различают продольное и поперечное армирование каменных элементов.

Элементы с сетчатым и продольным армированием. Для повышения несущей способности применяют следующие способы армирования каменной кладки: а) сетчатое (поперечное) армирование с расположением арматурных сеток в горизонтальных швах кладки (рис. 131,а); б) продольное армирование с расположением арматуры в бороздах или каналах, оставляемых в кладке с последующей заделкой их раствором (рис. 131,б).

Повышение несущей способности на сжатие кладки, усиленной сетчатым армированием, обусловлено восприятием сетками поперечных растягивающих усилий, потому что деформативность сеток значительно ниже деформативности кладки; повышение несущей способности кладки учитывают в расчетах посредством введения условно повышенных прочностных и деформативных характеристик армирования. Продольное армирование кладки повышает ее несущую способность благодаря совместной работе кладки и арматуры. Одновременно повышается монолитность кладки, ее сейсмостойкость, обеспечивается совместная работа отдельных частей зданий.

2 вида армирования: *продольное и сетчатое*. Сетчатое армирование: усиление кладки арматурными сетками, которые закладывают в горизонтальные швы через определенное число рядов камней. Шов, в котором лежит ар-ра, называется армированным. Количество рядов камней между армированными швами называют шагом армированных швов. 2 типа сеток: *сварные* (укладывается 1 сетка) и *вязаные* (укладываются 2 сетки перпендикулярно друг другу). *Требования*: высота ряда не более 150 мм, шаг армированных швов (минимальное расстояние между сетками) 5 рядов одинарного кирпича, 4 ряда модульного, 3 ряда керамических камней, минимальный процент армирования 0,1%, толщина армированного шва на 4 мм больше диаметра ар-ры, шаг стержней в сварной сетке 3-12 см, класс ар-ры стержней сеток АI, ВрI, диаметр ар-ры в сварных сетках 3-6 мм, в вязаных сетках 3-8 мм. Сила приложена внутри ядра сечения эксцентриситет  $e_0 \leq 0,17h$  (прямоугольное сечение),  $e_0 \leq 0,33u$  (любое другое сечение), гибкость  $\lambda_h \leq 15$  (прямоугольное сечение),  $\lambda_h \leq 53$  (любое другое сечение). Если все условия выполнены, применяется сетчатое армирование, если не выполнилось хотя бы одно, то применяется продольное армирование.

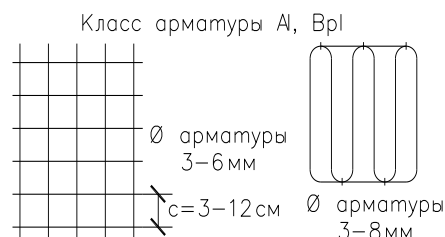
**Поперечное армирование** РИС№2 выполняется чаще всего стальными сварными сетками, которые укладываются в горизонтальные швы кладки; эти сетки препятствуют поперечному расширению кладки и кладка работает по аналогии с железобетоном, усиленным косвенным армированием. Поперечное армирование называется сетчатым армированием. Его используют, если повышение прочности камней и раствора не обеспечивает требуемую несущую способность, а размеры сечения нельзя увеличить. Наибольший эффект поперечного армирования достигается для коротких центрально сжатых элементов. Элементы длинные с большой гибкостью с сетчатым армированием не эффективно, т. к. их разрушение происходит не от потери прочности, а от потери устойчивости. Сетчатое армирование практически не оказывает влияния на обеспечение или повышение устойчивости. Внецентренно сжатые элементы менее эффективны с сетчатым армированием по сравнению с центрально-сжатыми, т.к. часть площади сеток попадает в растянутую зону и там они не работают. Сетчатое армирование не следует применять для элементов с гибкостью  $\lambda_h > 15$  для элементов с  $e_0 > 0,17h$ ;  $\lambda_h = e_0 / h$ . Расчет элементов с сетчатым армированием выполняется по аналогии с обычными каменными элементами, но при этом учитывается повышение прочности кладки за счет поперечного армирования.

**Центрально сжатые элементы:** РИС№3  $N \leq m g \varphi A R_{sk}$ ;  $R_{sk}$  – расчетное сопротивление центральному сжатию кладки с сетчатым армир-м. Оно зависит от расчетного сопротивления каменной кладки,  $R_{sk} = R + 2\mu R_s / 100 \leq 2R$ ;  $\mu = (V_s / V_{кл}) * 100\%$ ; SC;

**При внецентренном сжатии:**  $N \leq m g \varphi_1 A_c R_{sk}^* \omega$ ;  $R_{sk}^*$  – расчетное сопротивление кладки с сетчатым армированием при внецентренном сжатии.  $\Rightarrow R_{sk}^* = R + (2\mu R_s / 100)(1 - 2^* l_0 / y)$ ;  $y$  – расстояние от центра тяжести всего сечения до сжатой грани элемента;  $\mu \leq \mu_{max} = 50^* R / (1 - 2^* l_0 / y)^* R_s$ ; при определении коэф-та продольного изгиба следует учитывать упругую характеристику кладки с арматурой:  $\alpha_{sk} = \alpha R_u / R_{sk,u}$ ;  $\alpha$  – упругая характеристика неармированной кладки;  $R_u$  – предел прочности неармированной кладки;  $R_{sk,u}$  – предел прочности армированной кладки;  $R_{sk,u} = R_u + 2\mu R_{sn} / 100$ ;  $R_{sn}$  – нормативное сопротивление арматуры сеток при растяжении, применяется с учетом коэф-та условий работы (Тб. 13 СНиП «Камен-е и армокамен-е констр-и»;  $R_{sn} = R_{snT6}$  из СНиП «Бетонные и ж/б конструкции». Арматура А-I:

$R_{sn} = 250 \text{ МПа} * 0,75$ ;  $m g$  – коэф-т, учитывающий длительность действия нагрузки и определяется как для неармированной кладки. **Условие смятия:**  $N_c \leq A_c * d^* \psi^* R_c$ ;  $R_c \geq R_{sk}$  – для армокамен-х элементов. Все остальное как для неармированной кладки. Для проверки прочности кладки с сетчатым армированием при незатвердевшем растворе определяется фактическая прочность раствора в рассматриваемый срок и условия твердения, используя тб.1 по приложению СНиП Камен и армокамен-е констр-и.

**Конструктивные требования к сетчатому армированию:** сетчатое армирование учитывается в расчетах, если  $0,1\% \leq \mu$ ; иначе  $\mu < 0,1$  принимаем конструктивное армирование и в расчетах не учитывается. Повышение несущей способности наиболее эффективно до  $\mu$  приблизительно равное 1%. Дальнейшее увеличение  $\mu$  приводит к дополнительному расходу арматуры, сложности и стоимости работ, а повышение несущей способности затухает. Шаг сеток по высоте элемента, учитываемых в расчетах д.б. не более 400 мм, иначе они не учитываются. Сетки д.б. установлены не больше, чем через 5 рядов для обыкновенного кирпича; через 4 ряда для утолщенного кирпича (88 мм); через 3 ряда для керамических камней.  $t_{швов} \geq 2d_s + 4 \text{ мм}$ ;  $t_{швов} \leq 16 \text{ мм}$ ;  $3 \text{ мм} \leq d_s \leq 6 \text{ мм}$ ; для контроля установки арматуры концы стержней выпускают за грань кладки на 2-3 мм;



марка камня для а/камен-х конструкций д.б. не меньше 75. Марка раствора  $\geq 50$ ; высота ряда кладки  $\leq 150$  мм. **Продольное армирование элементов. РИС №4** Арматуру размещают вдоль оси элемента и применяется для армирования центрально растянутых и изгибаемых элементов, а также для центрально и внецентренно сжатых элементов большой гибкости или с большими эксцентриситетами, когда несущая способность не м.б. обеспечена увеличением размеров или повышением прочности камня и прочности раствора. Назначение продольного армирования – воспринимать усилия растяжения или обеспечивать устойчивость. Продольное армирование учитывается в расчетах, если коэф-т армирования  $\mu \geq 0,1\%$  для арматуры А-I, А-II и  $\mu \geq 0,05\%$  для растянутой арматуры Вр-I. Если армирование меньше, то она в расчетах не учитывается. Арматура располагается в вертикальных швах, в бороздах каменных элементов или штукатурном слое по поверхности каменных элементов.

## 15) Расчет прочности каменных и армокаменных конструкций.

Осевое сжатие. Примером центрально-сжатых элементов каменных конструкций могут служить внутренние несущие столбы многоэтажных каменных зданий. Столбы воспринимают нагрузки от кровли, чердачного перекрытия и междуэтажных перекрытий. Если примыкающие к столбам прогоны равнопролетные и величина временной нагрузки на перекрытия невелика по сравнению с собственным весом перекрытия, то одностороннее нагружение столба временной нагрузкой не является опасным, в этом случае столбы рассчитывают на центральное сжатие.

При оценке прочности сечений эпюру напряжений в центрально-сжатом элементе кладки принимают прямоугольной с ординатой, равной по величине расчетному сопротивлению  $R$  осевому сжатию кладки. Возможность разрушения сжатых элементов до исчерпания прочности, из-за влияния продольного изгиба и увеличения деформаций вследствие ползучести

материала при длительном нагружении, учитывают коэффициентами  $\varphi$  и  $m_g$ .

Несущую способность элементов каменных конструкций при центральном сжатии считают обеспеченной, если соблюдается условие

$$N \leq m_g \varphi R A, \quad (404) \quad m_g = 1 - \eta N_g / N, \quad (405)$$

где  $N$  — расчетная продольная сила;  $m_g$  — коэффициент, учитывающий влияние длительной нагрузки;  $\varphi$  — коэффициент продольного изгиба (табл. 16);  $R$  — расчетное сопротивление сжатию кладки;  $A$  — площадь сечения элемента;  $\eta$  — коэффициент, принимают по табл. 16;  $N_g$  — расчетная продольная сила от длительных нагрузок.

Для прямоугольных сечений при меньшем размере  $h \geq 30$  см и для сечений любой формы с меньшим радиусом инерции  $i \geq 8,7$  см принимают  $m_g = 1$ .

Значения коэффициентов  $\eta$  и  $\varphi$  зависят от материала кладки и гибкости сжатых элементов:

$$\lambda_i = l_0 / i \quad (\text{для сечения произвольной формы});$$

$$\lambda_k = l_0 / h \quad (\text{для прямоугольного сплошного сечения}), \quad (406)$$

где  $l_0$  — расчетная высота (длина) элемента;  $h$  — меньший размер прямоугольного сечения;  $i$  — наименьший радиус инерции сечения.

Расчетная высота сжатых стен и столбов  $l_0$  зависит от условий опирания их на горизонтальные опоры (перекрытия). При неподвижных шарнирных опорах принимают  $l_0 = H$  (рис. 128, а) ( $H$  — расстояние между перекрытиями или другими горизонтальными опорами).

При упругой верхней опоре и жестком защемлении в нижней опоре для одно-пролетных зданий  $l_0 = 1,5H$ , для много-пролетных зданий  $l_0 = 1,25H$  (рис. 128, б). Для конструкций с частично защемленными опорными сечениями — с учетом фактической степени защемления, но не менее  $l_0 = 0,8H$ . Для свободно стоящих конструкций  $l_0 = 2H$  (рис 128, в). Значения

коэффициентов  $m_g$  и  $\varphi$  по высоте сжатых стен и столбов принимаются по рис. 128, а, б, в.

5. Изгиб и центральное растяжение.

На изгиб работают наружные стены многоэтажных зданий от действия ветровой нагрузки, наружные плиты контрофорсных подпорных стен и другие элементы. Нормами не допускается работа каменных элементов на изгиб по перевязанному сечению. Расчет каменной кладки на изгиб производят в предположении ее упругой работы, т. е. используют формулы сопротивления материалов. При расчете каменной неармированной кладки на изгиб проверяют несущую способность кладки при восприятии нормальных напряжений по перевязанному шву и касательных напряжений — по наклонному сечению (косой штрабе).

■ Расчетный изгибающий момент от внешних нагрузок неармированных элементов

$$M \leq R_{\text{из}} W, \quad (418)$$

где  $R_{\text{из}}$  — расчетное сопротивление кладки растяжению при изгибе по перевязанному сечению (см. прилож. 15);  $W$  — момент сопротивления сечения кладки при упругой работе.

Расчетная поперечная сила

$$Q \leq R_{\text{тв}} b z, \quad (419)$$

где  $R_{\text{тв}}$  — расчетное сопротивление кладки главным растягивающим напряжениям при изгибе (см. прилож. 15);  $b$  — ширина сечения;  $z$  — плечо внутренней пары сил (для прямоугольного сечения  $z = 2/3h$ ).

Каменные конструкции, работающие на центральное растяжение (стенки круглых резервуаров, силосов и других емкостей), рассчитывают, исходя из прочности кладки по перевязанному сечению или по камню:

$$N \leq R_t A_n, \quad (420)$$

где  $N$  — расчетная осевая сила при растяжении от внешних нагрузок;  $R_t$  — расчетное сопротивление кладки осевому растяжению по перевязанному сечению (см. прилож. 15);  $A_n$  — расчетная площадь сечения кладки нетто.



**Расчеты неармированной кладки по I группе предельных состояний, общие положения. Расчеты неармированной кладки на центральное и внецентренное сжатие, на изгиб и срез.** Предельное состояние – состояние, при котором конструкция перестает удовлетворять предъявленным требованиям. Камен. и армокам-е конструкции рассчитывают по 2-м пред-м сост-ям. Расчеты по I группе – это состояния, при которых к-ции нельзя эксплуат-ть из-за их разрушения или потери устойчивости; для того, чтобы не наступили предельные состояния I группы, необходимо подтвердить это расчетами на прочность и устойчивость. Предельные состояния не превосходят при  $T \leq T_u$ ;  $T$  – усилие или напряжение в элементе от действующих расчетных нагрузок ( $N$ ;  $M$ ;  $Q$ );  $T = f(g_n, v_n, \gamma_f, \gamma_n, \psi, c)$ ;  $g_n$  – нормативное значение const нагрузок;  $v_n$  – нормативное значение временных нагрузок, определяется по паспортам на оборудование;  $\gamma_f$  – коэф-т надежности по нагрузке;  $\gamma_n$  – коэф-т по надежности здания;  $\psi$  – коэф-т сочетаний;  $c$  – расчетная схема.  $g_n$  определяется по нормативной плотности материалов и размерам; нормативно – распределенные нагрузки при обслуживании и складировании инструментов и материалов определяются по нормам проектирования. Нагрузки от атмосферных воздействий зависят от расположения, конфигурации, размеров и определяются по нормам проектирования (СНиП «Нагрузки и возд-я»).  $\gamma_f$  – учитывает неблагоприятные отклонения нагрузки от нормативной величины. На  $\gamma_f$  делится или умножается значение нормативных нагрузок.  $\gamma_n$  зависит от степени ответственности: I степень – особо ответственные (АЭС), II степень – большинство зданий  $\gamma_n = 1$  – 1,2; для промышленных и гражданских зданий  $\gamma_n = 0,95$ .  $\psi$  учитывает вероятность неблагоприятного действия различных нагрузок вместе.  $T_u$  – усилие (напряжение);  $T_u = f(S; R; R_s; \mu_s; z)$ ;  $S$  учитывает форму и размеры сечения;  $R$  – прочность кладки определяется расчетным сопротивлением;  $R_s$  – расчетное сопротивление арматуры;  $\mu_s$  – учитывает количество арматуры, определяется коэф-том армирования;  $z$  – учитывает длительность действия нагрузки, т.к. прочность зависит от длительности, места приложения нагрузки и др. факторы, влияющие на прочность кладки. **Центрально – сжатые.** Их расчеты выполняют исходя из прочности и устойчивости.



Элементы напряжений при центральном сжатии в кладке принимаются с одинаковыми напряжениями по всей площади. Сжимающая сила должна быть приложена в центре тяжести площади сечения. Расчет на прочность  $\sigma \leq R$ ;  $\sigma = N/A$ ;  $\Rightarrow N \leq R_{amg}$  необходимо учесть влияние длительности нагрузки на прочность кладки  $\Rightarrow mg$ ;  $N \leq N_u$  Такой расчет справедлив для коротких элементов при гибкости  $\lambda \leq 14$ . Для длинных элементов разрушение наступает от потери устойчивости, хотя прочность может быть достаточна. Влияние устойчивости учитывается коэффициентом продольного изгиба  $\varphi$ ;  $\sigma = N // A\varphi \Rightarrow N \leq N_u\varphi = \varphi R_{amg}$ ;  $\varphi$  зависит от упругой характеристики кладки  $\alpha$  и гибкости  $\lambda = l_0/i$  и  $\lambda h = l_0/h$  при прямоугольных элементах. **Рис(1)**  $l_0$  – расчетная длина элемента (высота) определяемая с учетом условий закрепления.  $i$  – радиус инерции наименьший;  $h$  – размер сечения прямоугольного (наименьший).  $\tau$ - $\eta$  учит дл-ное д-вие нагр-ки  $mg = 1 - \eta Ng/N$ ;  $Ng$  – часть длительно действующей силы в общей силе  $N$ ;  $\kappa$ - $\tau$   $\eta$  – принимается в зависимости от гибкости элемента и вида кладки по СНиП. Для элементов при  $i \geq 8,7$ см или  $h \geq 30$ см  $\Rightarrow mg = 1$ ; Коэффициент  $mg$  и  $\varphi$  принимают для сечений, где выполняется расчет. **Внецентренное сжатие** – наиболее распространенный случай работы каменных элементов. Эксцентриситет приложения силы относительно ц.т. площади сеч. только в одну сторону. Так работают стены, на которые опираются плиты и балки перекрытия. **Рис(2)** Работа на внецентренное сжатие, зависит от величины эксцентриситета: а) все сечение будет сжато, но с эксцентриситетом; б) эксцент-т е больше, чем в случае а, и если эти растяг напряжения не превышают прочности кладки при раст, то трещины образуются не будут. Случай в) на **рисунке(3)**. Для расчета внец-сж-х элементов ♦ допущения: 1) растянутая зона не работает 2) Напряжения в сжатой зоне принимаются одинаковыми по величине, т.е. эпюра напряжений прямоугольная. 3) Размер сжатой части определяется из условия равенства нулю статического момента, площади этой части относительно ее центра тяжести, который совпадает с точкой приложения внешней силы. Сжатая часть будет испытывать центральное сжатие, но прочность кладки в этой части будет несколько выше, чем при обычном центральном сжатии, т.к. учитывается влияние оставшейся части сечения. Для определения  $\varphi$  необходимо также учитывать влияние всей площади сечения.  $N \leq \varphi R_{amg}$ ;  $N \leq R_{Ac} mg \varphi \omega$ ;  $\omega$  – учитывает возрастание прочности кладки при внецентр. сжатии;  $\omega = 1 + e_0/2\varphi \leq 1,45$  – для произвольного сечения.  $\omega = 1 + (e/h) \leq 1,45$  – для прямоугольного сечения;  $\varphi_1 = (\varphi + \varphi_c)/2$ ;  $\varphi$  –  $\kappa$  прод изгиба для всего сечения;  $\varphi_c$  – для сжатого сечения;  $mg$  – учитывает действие нагрузки по длительности и зависит от эксцентр-та е размеров сечения.  $mg = 1 - \eta Ng // N \times (1 + 1,2 e_0/h)$ ;  $e_0$  – эксц-т для длительной части нагрузки;  $mg = 1$  если  $h \geq 30$ см или  $i \geq 8,7$ см. При расчетах несущих и самонесущих стен следует учитывать влияние случайного эксцентриситета: 20см – для несущих стен и 1см для самонесущих стен.  $e_0 = e_0^{CT} + e_c$ ; при внецентренном сжатии величина эксцентриситета ограничивается  $e_0 \leq 0,9y$  – основное;  $e_0 \leq 0,95y$  – особое.  $h \leq 25$ см:  $e_0 \leq 0,8y$  – основное;  $e_0 \leq 0,85y$  – особое;  $y$  – расстояние от ц.т. всего сечения до грани в сторону эксц-та. В направлении перпендикулярном направлению эксцентриситета элемент работает на центральное сжатие  $\Rightarrow$  необходимо выполнить проверку прочности в перпендикулярной плоскости на центральное сжатие.

**На изгиб Рис(4;5)** работают стены подвалов, подпорные стенки и т. д. Работа на изгиб по перевязанному сечению не допускается. Простенки при давлении ветра работают на изгиб. Каждый пояс работает на изгиб по перевязанному сечению. Расчет выполняется на действие момента в предположении упругой работы кладки на изгиб. Прочность на изгиб обеспечена, если  $\sigma_{max} \leq R_t$  – расч сопротивление при растяжении.  $\sigma_{max} = M_{max}/W$ .  $\rightarrow M_{max} \leq R_t^* W$ .  $W = bh^2/6$  в изгибаемых элементах кроме  $M$  ещё действует  $Q$ . Прочность обеспечена если срезающее напр-е от  $Q$  не превышает расч сопр-е растяж-ю кладки при изгибе.  $\tau \leq R_{\tau}$ ,  $\tau$ -напр. от действия  $Q$ .  $\tau = Q/(b \cdot z)$ ;  $z$ -плечо пары сил; для прямоугол. сечения  $z = 2 \cdot h/3$ . **Срез.** Может быть по перевязанному сечению и не по перевязанному сечению. 1) Правая часть сдвигается относительно левой  $Q \leq R_q^* A$ , где  $R_q$  – расчетное сопротивление срезу;  $A$  – площадь среза.  $A = bh$ ; 2) Срез верхней части относительно нижней. Этому срезу препятствует прочность кладки при срезе и силы трения, препятствующие сдвигу по перевязанному сечению.  $Q \leq Q_{sq} + Q_t$ ;  $Q_{sq}$  – поперечная сила, воздействующая вследствие прочности на срез,  $Q_{sq} = R_q^* A$ ;  $R_q$  – расчетное сопротивление кладки насрез.  $A = h \cdot l$  – площадь плоскости среза;  $Q_t$  – поперечная сила, воспринимаемая за счет трения; Она зависит от коэффициента трения, от площади сдвига, на которой действует сила трения, от напряжений, которыми сжимаются сдвигающие части. Зависит от вида кладки и неравномерности распределения трения по площади.  $Q_t = 0,8 \cdot n \cdot \mu \cdot G_0 \cdot A$ ; 0,8 – коэф-т неравномерности,  $n$  – учитывает вид кладки ( $n = 1$  при кладке из сплошного кирпича или камней;  $n = 0,5$  для пустотелых);  $\mu$  – коэф-т трения кладки по шву для кирпичей и камней правильной формы  $\mu = 0,8$ ;  $G_0$  – среднее напряжение сжатия в расчетном сечении по площади среза.  $G_0 = N/A$ ,  $N$  – расчетная сила по площади среза; Если сверху никакого усилия нет, только собственный вес  $\Rightarrow N = \gamma \cdot h \cdot l \cdot b$ ;  $\gamma_f$ ;  $\gamma_n$  – учитывает неблагоприятное отклонение.  $\gamma_f = 1$ ,  $\gamma_f = 0,9$  т.к. неблагоприятным является уменьшение расчетной нагрузки по сравнению с нормативным значением.

Если в коротком сжатом элементе установить поперечную арматуру, способную эффективно сдерживать поперечные деформации, то этим можно существенно увеличить его несущую способность. Такое армирование называется косвенным. В практике для элементов с круглым или многоугольным поперечным сечением получило распространение косвенное армирование элемента в виде спиралей или сварных колец. Для элементов с прямоугольным сечением применяют объемное косвенное армирование в виде часто размещенных поперечных сварных сеток. Косвенное армирование в виде поперечных сеток широко применяют для местного усиления железобетонных сборных колонн вблизи стыков, а также под анкерами и в зоне анкеровки предварительно напрягаемой арматуры. Опытами выявлено наличие повышенного сопротивления бетона сжатию в пределах ядра, заключенного внутри спирали или сварной сетки. Спирали и кольца подобно обоям сдерживают поперечные деформации бетона, возникающие при продольном сжатии, и тем самым обуславливают повышенное сопротивление бетона продольному сжатию, в том числе и после появления в нем первых продольных трещин. Бетон в

пределах ядра сопротивляется внешним воздействиям даже после отслаивания наружного слоя бетона и до тех пор, пока в поперечной арматуре напряжения не достигнут предела текучести. Продольные деформации элементов, усиленных косвенной арматурой, весьма велики и тем больше, чем сильнее поперечное армирование. Прочность сжатых элементов при наличии в них продольной и косвенной арматуры любого вида рассчитывают по формулам (4.6), (4.7), (4.8), в которых учитывают лишь часть бетонного сечения, ограниченную крайними стержнями сеток, кольцами или спиральной косвенной арматурой, а вместо сопротивления бетона