

РАЗДЕЛ 1. ДИАГНОСТИКА ТЕХНИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ ЗДАНИЙ

1.1. Практическое занятие №1: Диагностирование несущих конструкций Изучение характерных дефектов и повреждений железобетонных конструкций. Определение факторов изменения эксплуатационных характеристик. Выбор и обоснование мероприятия по устранению причины возникновения повреждения несущей конструкции

Методические указания к выполнению задания.

При определении факторов изменения эксплуатационных характеристик необходимо провести анализ по следующим критериям:

- вероятные причины возникновения дефектов и повреждений;
- методы выявления дефектов и повреждений;
- возможные последствия дефектов и повреждений;
- мероприятия по устранению дефектов и повреждений;

Условие задания.

Вариант исходных данных определяется по таблице 1.1. Используя исходные данные, предоставленные в таблице 1.2, а также теоретический (лекционный) материал провести анализ по следующим критериям: вероятные причины возникновения, методы выявления, возможные последствия и мероприятия по устранению дефектов и повреждений.

Указания к выполнению.

При выполнении задания необходимо составить аналитический обзор определения факторов изменения эксплуатационных характеристик.

Основные причины разрушения железобетонных конструкций

Физико-химические процессы:

Коррозия I вида (выщелачивание) — разрушение цементного камня, вызванное воздействием воды и заключающееся в растворении и вымывании из тела конструкции растворимых соединений. В результате повышается

пористость бетона и снижается его прочность. Интенсивность выщелачивания зависит от мягкости воды и наличия сквозной фильтрации. Характерным признаком коррозии выщелачивания является образование белесых налетов и новообразований на поверхности бетонной конструкции.

Коррозия II вида — разрушение цементного камня, вызванное воздействием растворов кислот, щелочей и других агрессивных веществ, в результате реакции с которым образуются легкорастворимые и вымываемые водой соли или иные соединения, значительно снижающие прочность бетона.

Коррозия III вида — разрушение цементного камня, вызванное воздействием сульфатов и других химических соединений, в результате реакции с которым образуются новые вещества, занимающие больший объем нежели исходные вещества. Этот процесс вызывает рост внутренних напряжений и приводит к разрушению бетона.

Физико-механические процессы:

- циклы замораживания и оттаивания;
- абразивный износ;
- динамические и ударные воздействия.

Коррозия стальной арматуры.

Защитный слой бетона предохраняет стальную арматуру от агрессивных воздействий окружающей среды. Кроме того, щелочная среда бетона образует на поверхности стальной арматуры пассивирующую пленку, защищающую ее от коррозии. Однако, при повышении пористости бетона, образовании трещин или воздействии агрессивных сред защитные свойства бетона резко снижаются.

Основными причинами коррозии арматуры являются:

- снижение щелочности бетона, вызванное карбонизацией;
- повышение концентрации хлоридов или других агрессивных солей;
- наличие блуждающих токов в конструкции.

Причинами образования дефектов в конструкциях могут быть различные факторы, основными из которых являются:

- недостаточные физико-механические характеристики железобетона (класс арматуры, класс бетона; неверный подбор состава бетонной смеси, недостаточное перемешивание и уплотнение, недостаточная толщина защитного слоя);
- отсутствие ухода за свежееуложенным бетоном;
- агрессивные воздействия окружающей среды (атмосферные воздействия, воздействия агрессивных газов и жидкостей, циклы замораживания и оттаивания);
- воздействия блуждающих токов;
- динамические и ударные нагрузки;
- абразивный износ;
- эрозия и кавитация;
- выщелачивание;
- реакционно-активный заполнитель;
- несоответствие фактических нагрузок и воздействий расчетным;
- несоответствие фактической расчетной схемы проектной;
- нарушение технологии при изготовлении, транспортировке, складировании и монтаже железобетонных конструкций;
- ошибки при проектировании, отступления от проекта;
- аварии техногенного и природного характера.

Перед проведением работ по ремонту и защите всегда следует определять техническое состояние конструкции, проводить оценку дефектов и анализ причин их появления.

Различают физическую и моральную (технологическую) долговечность, а также обратные им понятия - физический износ и моральный износ (старение).

Физическая долговечность зависит от физико-технических характеристик конструкции: прочности, жесткости, геометрической неизменяемости, тепло- и звукоизоляции, герметичности и других параметров.

Моральная долговечность определяется соответствием зданий и сооружений по геометрическим размерам, благоустройству, архитектуре, технологической оснащенности и т.д. своему функциональному назначению.

Существует также понятие оптимальной долговечности, а именно, срока службы зданий и сооружений, в течение которого экономически целесообразно поддерживать их в рабочем состоянии. После этого затраты на содержание становятся нецелесообразными, так как значительно превышают сметную стоимость нового строительства.

В ходе эксплуатации здания и сооружения подвергаются воздействию многочисленных природных и технологических факторов (рис.1.6), которые должны учитываться в рабочем проекте при выборе материалов, конструкций и т.п. Однако на практике соответствие фактических характеристик строительных материалов и конструкций может существенно отличаться от нормативных, в результате чего суммарное воздействие многих факторов может привести к ускоренному износу сооружений. Факторы, вызывающие изменения работоспособности здания в целом и отдельных его элементов, подразделяются на 2 группы: внутренние и внешние.

К внутренним факторам относятся:

- физико-химические процессы, протекающие в материалах конструкций;
- нагрузки и процессы, возникающие при эксплуатации;
- конструктивные;
- качество изготовления.

К внешним факторам относятся:

- климатические (температура, влажность, солнечная радиация);
- характер окружающей среды (ветер, пыль, биологические факторы);
- качество эксплуатации.

Преждевременный износ и методы его предупреждения. Износ - процесс ухудшения показателей эксплуатационных качеств здания, его отдельных

элементов во времени с учетом изменяющихся требований к ним. В процессе эксплуатации зданий их техническое состояние изменяется. Это выражается в ухудшении количественных характеристик работоспособности, в частности надежности. Ухудшение технического состояния зданий происходит в результате изменения физических свойств материалов, характера сопряжения между ними, а также размеров и форм.

Полное время эксплуатации здания можно разделить на три периода: приработки, нормальной эксплуатации, интенсивного износа. Со временем несущие и ограждающие конструкции, а также оборудование зданий и сооружений изнашиваются, стареют. В начальный период эксплуатации зданий происходит взаимная приработка элементов. Происходит снижение механических, прочностных и ухудшение эксплуатационных характеристик конструкций зданий. Все эти изменения могут быть как общими, так и локальными, они происходят самостоятельно и в совокупности.

При оценке технического состояния инженерного оборудования зданий и сооружений устанавливается величина физического и морального износа. Физический износ на момент его оценки выражается соотношением стоимости объективно необходимых ремонтных мероприятий, устраняющих повреждения инженерного оборудования, и их восстановительной стоимости. Физический износ - ухудшение технических и связанных с ними других показателей эксплуатационных качеств здания, его отдельных элементов на определенный момент времени. Физический износ здания определяют как среднее арифметическое износа отдельных девяти элементов здания: фундаментов, стен, перекрытий, крыши и кровли, полов, оконных и дверных устройств, отделочных работ, внутренних санитарно-технических и электротехнических устройств и прочих элементов (лестниц, балконов и др.). На практике принято считать, что полный износ здания соответствует физическому износу 70...75 % и классифицируется как ветхое состояние. Здание постепенно стареет не только физически, но и морально. Оно перестает удовлетворять объемно-

планировочным, санитарно-гигиеническим, конструктивным и другим требованиям, что вызывает необходимость его реконструкции. Основные признаки морального старения:

- несоответствие планировки квартир современным требованиям
- несоответствие инженерного оборудования
- недостаточное благоустройство и озеленение

Моральный износ зданий в основном зависит научно-технического прогресса в промышленности и строительстве. Моральный износ - несоответствие основных параметров здания, определяющих условия проживания или производства, объем и качество предоставленных услуг современным требованиям. Различают моральный износ двух форм, моральный износ первой формы связан со снижением стоимости здания по сравнению с его стоимостью в период строительства, что объясняется сокращением необходимого труда на возведение зданий в момент оценки, поэтому с действием этого фактора требуется периодически переоценивать жилое здание. Уменьшение этой стоимости объяснимо снижением затрат общественно необходимого труда на сооружение таких же объектов на момент оценки. Моральный износ второй формы определяет старение здания или его элементов по отношению к существующим на момент оценки объемно - планировочным, санитарно-гигиеническим, конструктивным и другим нормативным требованиям. Моральный износ зданий в процессе эксплуатации нельзя предупредить. Методами проектирования с учетом прогноза научно-технического прогресса можно получить такие объемно-планировочные и конструктивные решения, которые обеспечат соответствие их действующим требованиям на более длительный период эксплуатации зданий.

Типовые дефекты в железобетонных конструкциях:

Для железобетонных конструкций зданий и сооружений характерны следующие дефекты и повреждения.

Поверхностные дефекты — могут быть размерами менее толщины защитного слоя бетона и более толщины защитного слоя, с оголением рабочей арматуры. Такие дефекты могут возникать вследствие естественного износа, отсутствия или разрушения защитного покрытия. При новом строительстве такие дефекты возникают из-за скопления воды и воздуха вблизи опалубки, при плохом качестве поверхности опалубки, недостаточном уплотнении бетонной смеси, а также по технологическим причинам, связанным с особенностями проведения арматурных и бетонных работ.

Объемные дефекты — сколы, раковины, разрывы в бетонировании, пустоты, посторонние включения. Такие дефекты, как правило, являются следствием некачественной работы подрядной организации. Например, из-за некачественного виброуплотнения возникают такие опасные объемные дефекты, как «зависание» бетона в нижней части колонн с образованием пустот объемом до десятков литров. Полости и пустоты глубже защитного слоя бетона с оголением рабочей арматуры образуются также при наличии в бетоне мусора, пучков вязальной проволоки и льда и других инородных предметов. Такие дефекты могут значительно снизить несущую способность конструкции. Также к подобным дефектам относят отверстия, образовавшиеся в результате отбора кернов, которые производят для контроля качества бетонных работ.

Нарушение сцепления стальной арматуры и закладных деталей с бетоном возникает в результате раннего нагружения конструкции, коррозии арматуры, а также при использовании загрязненной и замасленной арматуры или закладных деталей.

Трещины могут образовываться в результате усадки свежееуложенного бетона, температурных деформаций, из-за отсутствия температурных швов, коррозии арматуры, превышения допустимых деформаций и по ряду других причин.

Рыхлый бетон характеризуется низкой прочностью и повышенной пористостью, которые вызваны ослаблением структурных связей в цементном

камне. Такие дефекты возникают при использовании некачественных цемента и заполнителей, из-за несоблюдения водоцементного отношения, недостаточном уплотнении бетона, при замораживании свежееуложенного бетона, воздействии агрессивных сред и других неблагоприятных условий

Дефекты и повреждения конструкций и сооружений, характеризующие их техническое состояние, разделяются на два вида:

- первый вид - дефекты и повреждения, общие для конструкций зданий и сооружений из различных материалов, например, повышенные прогибы балок или ферм;

- второй вид - дефекты и повреждения, характерные для конструкций зданий и сооружений из конкретных материалов, например, трещины шириной раскрытия более допускаемой или в местах, в которых они недопустимы, отслоения защитного слоя бетона и пр.

К дефектам и повреждениям, общим для конструкций зданий и сооружений из различных материалов (первый вид), относятся:

- неравномерные осадки фундаментов;
- отклонение конструкций от их проектного положения (в плане, по высоте, крены, наклон осей);
- искривление стен и др. элементов в вертикальной и горизонтальной плоскости;
- прогибы и перемещения, повышенные по сравнению с предусмотренными проектом и нормами строительного проектирования;
- взаимные смещения конструкций в узлах, сопряжениях и несоответствие размеров опорных площадок конструкций требуемым по проекту;
- отсутствие отдельных связей;
- отсутствие требуемых по проекту закреплений в узлах, стыках и соединениях;
- отсутствие свободы перемещений в деформационных и температурных швах;

- повышение, по сравнению с требованиями санитарных норм, амплитуды колебаний конструкций;

- несоответствие конструкций требованиям огнестойкости по противопожарным нормам.

К дефектам и повреждениям, характерным для железобетонных конструкций (второй вид), относятся:

- уменьшение площади сечения бетона;

- нарушение сплошности бетона - трещины;

- изменение механических (прочность, модуль) и коррозионных характеристик бетона, в процессе эксплуатации, от агрессивных, температурно-влажностных и циклических нагрузок и воздействий (по части сечения, по части длины или по всему сечению и по всей длине элемента);

- механические и коррозионные повреждения арматуры, приводящие к уменьшению ее площади (разрывы, надрезы, коррозия) и к изменению механических характеристик;

- выход арматуры из работы вследствие выпучивания;

- отклонения различных размеров от предусмотренных проектом и нормами (расположение стержней арматуры в сечении, длина зоны анкеровки, толщина защитного слоя и пр.).

Уменьшение площади сечения бетона может быть следствием:

- коррозии бетона по части сечения;

- действия внутренних усилий (распор продуктами коррозии арматуры) и действия сил сжатия - выкол;

- образованной при изготовлении конструкций внутренней пустоты размером более среднего размера крупного заполнителя - каверна;

- образованной при изготовлении конструкций крупной пустоты, выходящей на поверхность - раковина;

- образованной в результате случайных ударных воздействий пустоты, примыкающей к грани сечения.

Трещины, в зависимости от причин их образования, делятся на три вида:

- технологические, образованные в результате нарушения технологии изготовления конструкций;
- температурно-усадочные и коррозионные, образованные в результате внутренних усилий, вызванных температурой, усадкой и коррозией;
- вызванные растягивающими напряжениями от силовых воздействий.

Трещины являются дефектами и повреждениями в следующих случаях:

- когда ширина их раскрытия превышает допустимую по нормам;
- когда они расположены в местах, где их появление не допускается, либо когда они влияют на снижение несущей способности конструкции (например, продольные или косые трещины в зоне анкеровки предварительно напряженной арматуры, косые трещины, пересекающие все сечение колонны, продольные трещины в плитах между ребром и полкой и пр.);
- когда они образовались в предварительно напряженных конструкциях, для которых появление трещин не допускается по условиям эксплуатации.

Основными механическими и коррозионными характеристиками бетона, изменяющимися в процессе эксплуатации и требующими их определения для оценки технического состояния конструкций, являются: прочность, модуль упругости, проницаемость и щелочность (рН), содержание сульфатов, хлоридов, карбонатов. При специфических агрессивных воздействиях могут потребоваться дополнительные данные.

При осмотре бетонных и железобетонных конструкций необходимо выявить дефекты и повреждения. Для установления дефектов и повреждений и технического состояния конструкций рекомендуется использовать их классификацию.

При осмотрах следует устанавливать:

- деформации отдельных элементов и конструкций;
- отклонения конструкций от проектного положения во всех плоскостях;

- несоответствие геометрических размеров конструкции (в т.ч. сечений) проектным;

- отклонения подкрановых рельсов по отношению к оси балок;
- дефекты и повреждения, уменьшающие сечения элементов;
- трещины и классификации дефектов и повреждений влияют на снижение несущей способности, изменение эксплуатационных свойств железобетонных конструкций;

- смещения и деформации в узлах и соединениях конструкций;
- отслоение защитного слоя;
- коррозия бетона и арматуры;
- нарушение оцепления арматуры с бетоном;
- высолы;
- разрушение защитных покрытий.

К числу недопустимых дефектов и повреждений закладных деталей, требующих немедленного устранения, относятся: трещины в основном металле и в сварных швах, отсутствие или прерывы сварных швов в узлах, где нагрузка передается через эти швы; отсутствие или разрушение связевых конструкций.

Трещины в бетоне следует выявлять, как правило, путем визуального осмотра поверхностей конструкций, с выборочным снятием и последующим восстановлением защитных покрытий на участках, где они имеются. При этом необходимо фиксировать характер и расположение трещин, а также величину их раскрытия и, в соответствии с приведенной в настоящем документе классификацией дефектов, устанавливать предварительно степень опасности этих трещин.

Разрушение защитных покрытий, раковины, скопление пыли, отколы, смещения закладных деталей, несоответствие проекту площадей опирания и глубин заделки элементов, отверстия и пр. аналогичного типа дефекты и повреждения в бетонных и железобетонных конструкциях, также и трещины при осмотрах, следует устанавливать визуально; а там, где это необходимо и

допустимо по условиям сохранения несущей способности, визуальным осмотрам со вскрытием.

При решении вопроса о допустимости вскрытия следует учесть интенсивность напряженного состояния, зону конструкций (сжатая, растянутая, зона анкеровки арматуры), наличие предварительного обжатия и пр.). Поэтому решение о вскрытии может приниматься инженерами-строителями соответствующей квалификации.

Определение внутренних дефектов и повреждений бетонных и железобетонных конструкций (недостаточная прочность или плотность, недостаточная толщина защитного слоя, смещение арматуры при бетонировании, внутренние трещины в бетоне, каверны и т.п.) должно производиться специализированными организациями.

При осмотре предварительно напряженных железобетонных конструкций особое внимание необходимо обращать на состояние анкерующих устройств и анкеровку арматуры в приопорных зонах.

Наличие на приопорном участке наклонной трещины, пересекающей зону расположения, продольной напряженной рабочей арматуры и выходящей на нижнюю грань края опоры, свидетельствует о нарушении анкеровки предварительно напряженной арматуры.

Наличие у торца конструкции горизонтальных трещин вдоль предварительно напряженной арматуры, иногда со скалыванием бетона по боковым плоскостям также может свидетельствовать о нарушении анкеровки и проскальзывании арматуры на торцах.

Нарушение анкеровки предварительно напряженной арматуры у торцов конструкции может свидетельствовать о ее аварийном состоянии.

Предварительная оценка причин образования трещин, обнаруженных при осмотрах, может производиться с учетом того, что:

- трещины в защитном слое бетона вдоль стержней арматуры (продольной и поперечной) могут образовываться вследствие образования продуктов коррозии металла;

- вертикальные трещины на гранях колонн, при отсутствии коррозии арматуры, могут появляться в результате чрезмерного выгиба стержней рабочей арматуры вследствие увеличенного, по отношению к нормам, шага хомутов либо вследствие перегрузки колонны;

- наклонные трещины на опираниях участках изгибаемых конструкций (балок, опорных узлов ферм, прогонов, продольных ребер плит), раскрытые выше допустимых пределов для соответствующих категорий трещиностойкости, а для многих неоговоренных случаев - выше 0,5 мм, свидетельствуют, в основном, о перегрузке конструкции или о недостаточной ее несущей способности по поперечной силе;

- вертикальные трещины в пролетных участках изгибаемых в т.ч. преднапряженных конструкций, раскрытые выше допустимых пределов для соответствующей категории трещиностойкости, а для большинства неоговоренных случаев - 0,3 - 0,5 мм, могут служить признаком перегрузки конструкции или недостаточной ее несущей способности по изгибающему моменту или повышенной ее деформативности;

- продольные некоррозионные и неусадочные трещины в сжатых зонах изгибаемых элементов (балки, прогоны и пр.) и в сжатых и внецентренно сжатых элементах (колонны, верхние пояса ферм и пр.), особенно в сочетании с откалывающимися частями, могут служить признаками разрушения сжатого бетона и возможности обрушения конструкции;

- раскрытие трещин в изгибаемых конструкциях до 0,5 - 1,0 мм может свидетельствовать о перегрузке конструкций, а раскрытие трещин до величины в несколько миллиметров является признаком аварийного состояния.

Окончательно степень опасности (после осуществления в необходимых случаях страховочных мероприятий) и мер по устранению прогибов, отклонений

от проектного положения, трещин, дефектов и повреждений металлических соединительных элементов и закладных деталей, коррозионных повреждений арматуры и бетона, внутренних повреждений и дефектов и т.п. (если это возможно) определяется на основании поверочных расчетов с привлечением, как правило, специализированных организаций.

Для учета снижения прочности нормальных сечений изгибаемых, внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов железобетонных конструкций с обычным армированием, вследствие нарушения сцепления поряженной коррозией арматуры с бетоном, при повреждении (наличие продольных трещин в бетоне вдоль арматуры) и отслоении защитного слоя на длине более удвоенной высоты сечения, в расчетах следует вводить понижающий коэффициент работы арматуры, равный 0,7.

Сечение арматуры в расчетах должно приниматься с учетом ослабления ее коррозией в месте максимального поражения.

Расчетное сопротивление бетона должно приниматься в соответствии с его классом, установленным при осмотре или обследовании на основе неразрушающих (или разрушающих) методов определения прочности путем разрушения малых объемов.

При определении степени опасности трещин в бетоне, а также повреждений защитных покрытий, следует учитывать степень агрессивности среды. Допускаемая величина раскрытия трещин (если они допускаются по условиям работы конструкции, например, нормальные трещины в растянутой зоне изгибаемых элементов) должна приниматься в соответствии с требованиями норм и отраслевых нормативных документов.

Допускаемая величина повреждений защитных покрытий в агрессивных средах также принимается в аналогичном порядке.

Меры по защите железобетонных конструкций при коррозии бетона в защитном слое определяются в соответствии с требованиями норм и пособий к

ним по защите строительных конструкций от коррозии, с привлечением специализированных организаций.

Для оценки влияния дефектов и повреждений в предварительно напряженных железобетонных конструкциях и разработки мер по их устранению следует привлекать специализированные организации.

При осмотре железобетонных конструкций покрытий, перекрытий, рабочих площадок, подкрановых конструкций, колонн, панельных и крупноблочных стен промышленных зданий необходимо руководствоваться положениями настоящего раздела и классификацией дефектов и повреждений.

При осмотре покрытия проверяется состояние:

- кровли;
- конструкций покрытий (плиты, прогоны, стропильные и подстропильные конструкции, связи);
- опорных узлов и соединений плит покрытий со стропильными конструкциями;
- узлов опирания ферм и балок;
- узлов крепления связей;
- осадочных и температурных швов;
- защитных покрытий (в т.ч. гидроизоляции и пароизоляции);
- поврежденных участков кровельного ковра.

Кроме того, устанавливаются:

- места застоя воды;
- наличие высолов, подтеков, конденсата;
- места скопления пыли, с определением зоны распространения и высоты слоя, а также наличие других, не предусмотренных проектом, нагрузок (подвески, тали и пр.).

При осмотрах конструкций перекрытий и рабочих площадок проверяется состояние:

- балок и плит;

узлов крепления и опирания балок и плит;

- всех конструкций, воспринимающих подвижные и знакопеременные нагрузки;

- осадочных и температурных швов.

При осмотре подкрановых конструкций проверяются:

- состояние подкрановых балок (общее);

- состояние зоны и узлов крепления подкрановых балок к колоннам;

- отклонения подкрановых балок от проектного положения;

- узлы крепления рельсов к балкам;

- соосность рельса и подкрановой балки;

- исправность подкранового пути (отсутствие недопустимого сужения или расширения колеи или перекосов);

- отсутствие подвески оборудования или отдельных грузов, не предусмотренных проектом;

- дефекты и повреждения крановых рельсов (трещины, изломы, износ головки рельса).

Крановые рельсы, тлеющие дефекты, превышающие допустимые, следует заменить новыми; при этом особое внимание следует обращать на точность подгонки стыков новых и старых рельсов.

При повторяющихся однотипных повреждениях крановых рельсов служба надзора главного механика должна установить специальное наблюдение за эксплуатацией кранов для выявления причин повреждений, возникающих обычно из-за неисправностей мостовых кранов (перекосы в плане, дефекты и перегрузки отдельных ходовых колес).

Инструментальную проверку подкрановых конструкций, с определением их положений в плане и по высоте, необходимо производить в зданиях с тяжелым и особо тяжелым режимом работы кранов не реже одного раза в год, а в зданиях с легким и средним режимом работы кранов не реже одного раза в 2 - 3 года (с помощью нивелира и теодолита).

При осмотрах колонн и связей между ними особое внимание необходимо уделить:

- местам крепления тормозных и подкрановых балок;
- местам крепления связей;
- зонам возможных ударов при движении напольного транспорта;

выявлению мест увлажнения материалов и мест воздействия высоких температур с установлением повреждений в этих местах.

При проведении осмотров наружных стен из панелей и блоков следует иметь в виду, что наиболее часто встречающимися и требующими определения дефектами и повреждениями для них являются следующие:

- смещения и перекосы стеновых панелей (блоков) в плоскости и из плоскости стен;
- течи в стыках;
- воздухопроницаемость и влагопроницаемость стыков, вызываемая некачественной или нарушенной их герметизацией;
- промерзание стен в зимнее время (при малой толщине конструкции или плохих ее теплотехнических свойствах);
- коррозия закладных деталей и крепёжных элементов;
- коррозия арматуры панелей с продольными трещинами вдоль арматуры и отслоением защитного слоя на наружной и внутренней поверхности;
- разрушение поверхностного слоя панелей вследствие попеременного замораживания и оттаивания;
- трещины в панелях и блоках от температурных воздействий;
- трещины в панелях и блоках от неравномерной осадки фундаментов или их крена.

Если при осмотрах железобетонных конструкций установлены опасные дефекты и повреждения в виде трещин, повышенных деформаций и перемещений, службы эксплуатации должны организовать длительные наблюдения. Длительные наблюдения могут проводиться непосредственно

службами эксплуатации, а в ответственных и сложных случаях для этих целей могут привлекаться специализированные организации.

Работы по определению нагрузок, агрессивных и температурно-влажностных воздействий выполняются службами надзора или специализированными организациями и могут потребоваться не только в связи с появлением дефектов и повреждений, а также при:

- нарушениях условий эксплуатации, например, повышенные отложения пыли на покрытиях, нарушения эксплуатации мостовых кранов и пр.;
- случайных аварийных воздействиях (проливы, выбросы и пр.).

Решение задания.

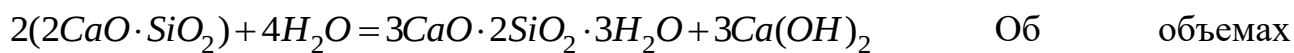
Пример аналитического обзора.

Исходные данные.

При обследовании многоэтажного здания были выявлены повсеместные высолы на поверхности бетона.

Высолы понимаются как образование белых налетов (отложений) на поверхности и внутри материала. Выцветы характерны для цветных растворов и бетонов, и здесь процесс высолообразования может идти с явлением осветления оксидов пигментов, применяемых цветных цементов, и появлением на поверхности светлых пятен. Высолы не только портят внешний вид объектов, но и разрушают их.

Причины высолообразования. Наиболее распространенной причиной появления высолов является гидролитический распад некоторых минералов портландцементного клинкера в процессе твердения с выделением значительного количества гидроксида кальция в свободное состояние. Уже в начальной стадии процесса гидратации цемента происходит быстрое взаимодействие алита с водой с образованием гидросиликата кальция и гидроксида: $2(3CaO \cdot SiO_2) + 6H_2O = 3CaO \cdot 2SiO_2 \cdot 3H_2O + 3Ca(OH)_2$. Белит гидратируется медленнее алита и при его взаимодействии с водой выделяется меньше $2 Ca(OH)_2$, что видно из уравнения химической реакции:



выделяющегося гидроксида кальция можно судить по тому, что алита в портландцементном клинкере содержится порядка 45–60%, а белита – 20–30%, поэтому гидроксида образуется около 15% от массы цемента.

Чтобы высолы появились на поверхности бетона, $Ca(OH)_2$ должен мигрировать из объема цементного камня на эту поверхность. Для этого необходимы пути миграции – капилляры и силы, побуждающие к миграции – разность концентрации $Ca(OH)_2$ в жидкой фазе на поверхности и в объеме материала, и, наконец, нужна эта жидкая фаза. Свежеуложенный бетон пронизан системой капиллярных пор, заполненных водным раствором продуктов гидратации цемента, главным образом гидроксида кальция. В обычном случае по мере твердения в устьях пор гидроксид вступает в реакцию с диоксидом углерода (CO_2) окружающего пространства. Из-за этого концентрация гидроксида кальция в устье поры становится ниже, чем в ее объеме. Это вызывает постоянный массоперенос гидроксида из объема на поверхность материала. Постепенно капилляры заполняются гидроксидом кальция, и процесс замедляется, а затем и совсем останавливается. Когда поверхность бетона или хотя бы какой-либо ее участок покрыт пленкой воды, гидроксид кальция может распространиться по всей поверхности, а затем после взаимодействия с CO_2 в водной среде образуется налет карбоната кальция, нерастворимый в воде. В этом случае может появиться первичное высолообразование раствора, бетона.

Нерастворимость карбоната кальция предопределяет «самотороможение» химического процесса. Время, в течение которого возможно проявление первичного высолообразования, можно определить путем простого испытания, налив немного воды на поверхность твердеющего раствора, бетона. Если раствор, бетон склонен к высолообразованию, то вскоре можно увидеть белый налет карбоната кальция по краям высыхающей лужицы. Если такое испытание провести позже чем через восемь часов твердения бетона на воздухе, то налета не образуется, так как к этому времени устья пор уже закупорены карбонатом

кальция. Подтверждением этой гипотезы служит тест на бетоне, твердеющем в атмосфере азота. Отсутствие белого налета в таком случае – результат, подтверждающий карбонатную природу явления и указывающий на связь скорости высолообразования с содержанием диоксида углерода в воздухе.

Кроме алита и белита источником гидроксидов являются – оксиды кальция и магния, содержание которых в портландцементном клинкере не должно превышать соответственно 1% и 5% и которые переходя в гидроксиды после взаимодействия с водой могут также участвовать в образовании высолов.

Другой причиной образования высолов являются специально вводимые в бетонную или растворную смесь добавки, например, противоморозные соли, содержание которых в зависимости от отрицательной температуры окружающей среды может достигать до 15 % от массы цемента.

Источниками высолов могут быть также растворимые соли, поступающие с грунтовыми водами или из материалов, примыкающих к отделке или тротуарным плиткам.

Наличие растворимых веществ в исходных материалах также является причиной появления высолов. В пластах горных пород, используемых при изготовлении заполнителей, могут залегать линзы солей, которые в процессе эксплуатации вымываются водой, образуя белый налет. Некоторые глины, используемые для изготовления стеновых керамических материалов содержат водорастворимые сульфаты, которые после обжига остаются в стеновом материале без изменения.

Высолообразованию способствуют присутствие воды в бетоне, растворе или дополнительные увлажнения изделий в процессе эксплуатации, а также температурно-влажностные условия эксплуатации, при которых идет медленное испарение влаги.

Метод выявления – визуально – инструментальный.

Возможные последствия. Снижение несущей способности за счет коррозии арматуры и бетона.

Мероприятия по их устранению.

Растворимые высолы могут удаляться с поверхности бетонных зданий с применением щетки и воды, но эта процедура в долгосрочной перспективе не имеет смысла, так как при проникновении воды в бетонное покрытие появляются новые солевые отложения. К тому же такое механическое воздействие может негативно сказаться на состоянии бетона и травмировать конструкцию. Чтобы избежать таких последствий, рекомендуется применять особые составы с наличием органики и минеральных кислот, позволяющие устранить не только солевые отложения, но и грязь.

Химические средства требуется наносить на бетонные поверхности кистью или валиком. Профессиональное средство от высолов выдерживается на конструкциях рекомендованное в инструкции время. По прошествии времени остатки химического состава с высолом смываются водой. Для предотвращения повторного проявления солевых следов поверхности обрабатываются специальным средством с эффектом отталкивания воды. Благодаря такой обработке вода не впитывается в поверхность здания и свободно стекает с него, так как в составе водоотталкивающего средства находится кремний и органическая химия.

Такая обработка дает возможность не только обеспечить защиту конструкции от высолов, но и предотвратить развитие грибков. При этом стены не закупориваются от воздуха.

Пути предупреждения образования высолов. Существует множество современных добавок для ликвидации высолов на цементных растворах и бетонах, но это борьба с последствиями. Следует работать на предупреждение образования высолов, заложенных в исходных сырьевых материалах, технологии и условиях эксплуатации рассматриваемых материалов. Можно выделить три пути предупреждения образования высолов. Первый – это использование в технологии материалов, не способствующих образованию высолов. Например, вместо портландцемента применять

шлакопортландцементы, пуццолановые цементы и т.п. Пигменты, применяемые в технологии декоративных растворов и бетонов не должны содержать легко растворимых солей, способных образовать высолы и пятна. Вторым путем – «связать» в водонерастворимые соединения главных виновников высолообразования при использовании портландцементов это гидроксиды кальция и магния. Наибольшее предпочтение здесь следует отдать активному микрокремнезему, который переводит гидроксиды в нерастворимые гидросиликаты по следующей схеме.

Однако, введение добавок в количествах, достаточных для связывания всего гидроксида кальция понизит скорость твердения бетона и скажется на его стоимости. При оценке эффективности этого пути следует учитывать, что высолы явление поверхностное, поэтому подавляющая доля гидроксида кальция не принимает участия в рассматриваемом процессе, т.е. остается «запертой» в растворе или бетоне. Для предупреждения образования высолов на керамических материалах в состав шихты дополнительно вводится карбонат бария, который переводит растворимые соединения типа сульфата натрия, кальция в нерастворимый сульфат бария. Другой активной добавкой, устраняющей высолы, является аморфный кремнезем, который в условиях высоких температур образует силикат кальция или магния с выделением диоксида серы. Третий путь рассматривает возможность вообще «не выпускать» гидроксиды на поверхность, т.е. полностью «запереть» внутри рассматриваемого материала. Необходимым условием образования высолов является наличие капилляров, по которым жидкая фаза цементного камня с растворенным в ней гидроксидом выносится на поверхность изделия. Возможных причин образования капиллярных пор (макропоры размером более $6 \cdot 10^{-4}$ м) в затвердевшей цементно-песчаной смеси (растворной части бетона) по крайней мере две: неправильно выбранное соотношение «песок – цементное тесто» и состав самого цементного теста. Чтобы в затвердевшем бетоне не образовывалась система сообщающихся макропор, по которым может

мигрировать жидкая фаза, необходимо обеспечивать достаточное количество цементного теста по отношению к песку. Это известная задача в технологии бетона, для успешного решения которой необходимо применять пески с оптимальным зерновым составом и с невысокой удельной поверхностью. Капиллярные поры (макропоры) в самом цементном камне - неизбежная плата за избыточное несвязанное цементном содержание воды.

Для предупреждения высолообразования на поверхности цементных изделий наносится защитная пропитка. Возможны два варианта пропитки поверхности растворных и бетонных изделий: силиконовыми составами или бесцветными водоразбавляемыми акриловыми дисперсиями. Пропитка силиконами оказалась не очень эффективной в отношении предотвращения высолообразования. Предотвращая попадание жидкой воды внутрь бетона, силикон практически не влияет на поступление в поры раствора и бетона водяного пара, который может там конденсироваться.

Покрытие раствора и бетона акриловыми дисперсиями создает на его поверхности прозрачную пленку, которая закрывает поры бетона и предотвращает выделение карбоната кальция на поверхности. Малая толщина покрытия ограничивает срок его службы 1-2 годами. Но этого вполне достаточно, так как белый налет обычно образуется в первые два года. Интересно отметить, что благодаря газопроницаемости пленки, поверхностный слой раствора и бетона под ней карбонируется по описанной ранее схеме. Это служит гарантией от последующих высолов. Пропитка же фасадных отделочных композитов силиконовыми, а также силоксановыми составами весьма эффективна поскольку стена должна «выдыхать» влагу через отделочный слой в виде пара в окружающую среду и в тоже время отделка должна предотвращать попадание воды внутрь и в первую очередь при действии косых дождей. С данной задачей вполне успешно справляются современные так называемые «вентилируемые фасады».

Задания для самостоятельного решения.

Таблица соответствия выбора варианта:

I – предпоследняя цифра, II – последняя цифра номера зачетки

II I	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
1	1	2	3	2	5	8	1	8	8	7
2	10	5	8	5	11	3	6	5	10	10
3	9	7	14	7	12	2	5	11	11	1
4	7	3	11	10	9	1	11	12	14	12
5	6	8	2	1	7	11	12	9	1	9
6	5	10	5	12	2	14	9	5	10	1
7	8	11	7	9	5	13	8	7	9	6
8	3	14	10	7	7	8	2	2	7	5
9	2	13	9	6	3	9	14	5	6	11
0	1	8	7	4	5	7	3	4	1	12

Таблица 1.2

Исходные данные для выполнения работы

Вариант	Вид повреждения, расположение и характерные признаки
1	Поверхностные дефекты, впадины наплывы, шелушения, щебенистость, глубиной от 0,5 до 20 мм без оголения арматуры.
2	Недостаточная толщина защитного слоя, раковины, полости и сколы от 20 до 50 мм в т. ч. с оголением арматуры.
3	Волосяные трещины, не имеющие четкой ориентации, появляются на поверхности в течение короткого времени после бетонирования.
4	Трещины вдоль арматуры, следы ржавчины на поверхности бетона.
5	Сколы бетона.
6	Промасливание бетона.
7	Отслоение защитного слоя бетона. Повреждения арматуры и закладных деталей.

8	Нормальные и наклонные трещины в изгибаемых Конструкциях и в растянутых элементах конструкций шириной раскрытия более 0,3 мм.
9	Относительные прогибы, превышающие предельно допустимые по нормам проектирования.
10	Уменьшение площадок опирания относительно проектных.
11	Трещины, выбоины, раскалывание фундаментов под оборудование, вырыв анкерных болтов.
12	Полости и пустоты в бетоне
13	Высолы на поверхности бетона.
14	Поверхность покрыта сажей и копотью, сколы и обнажение арматуры, отделение бетона без обрушения (глухой звук при простукивании), желтый цвет бетона. Трещины до 1 мм.

1.2. Практическое занятие №2: Задание на проектирование ремонта конструкций здания. Пример составления задания на разработку проекта

ремонта (усиления) несущей конструкции по результатам диагностики технического состояния.

Методические указания к выполнению задания.

При составлении задания на разработку проекта ремонта (усиления) несущей конструкции по результатам диагностики технического состояния необходимо учитывать ряд факторов:

- основание для проведения работы;
- цель и задачи работы;
- источники проведения работы;
- основное содержание работы;
- технические характеристики объектов экспертизы;
- форма и сроки выполнения работ;
- особые условия проведения работ;
- дополнительные требования.

Условие задания.

Вариант исходных данных определяется по таблице 1.3. Используя исходные данные, предоставленные в таблице 1.4, а также теоретический (лекционный) материал, составить техническое задание на ремонт (усиление) несущих конструкций: основание для проведения работы, цель и задачи работы, источники проведения работы, основное содержание работы, технические характеристики объектов экспертизы, форма и сроки выполнения работ, особые условия проведения работ, дополнительные требования.

Указания к выполнению.

При составлении технического задания необходимо руководствоваться нормативными документами, лекционными материалами, а также интернет источниками.

Причины и виды повреждений, подлежащих ремонту.

Практически все бетонные изделия обладают деформативностью и могут менять форму при изменении действующих нагрузок. Сама бетонная смесь

обладает крайне малой прочностью на растяжение, что компенсируется армированием конструкции. Однако это не решает проблемы полностью: в бетоне всё равно образуются трещины, но микроскопического размера и гораздо более многочисленные.

Благодаря арматурным связям бетон обретает долговечность: мелкие трещины никак не влияют на прочностные характеристики, а сам предел допустимого трещинораскрытия определяется техническими стандартами на изделие. Однако со временем даже мелкие трещины расширяются из-за трения и эрозии, к тому же не исключено, что условия эксплуатации железобетона поменяются на менее благоприятные, что вызовет ускоренный износ конструкции.

Внешне такие явления проявляются как раскрытие широких и глубоких трещин, а также в виде отслоения частей бетона, вплоть до оголения арматурного каркаса. Основная причина — вода, которая насыщает поры и, расширяясь при замерзании, изнутри разрушает бетонную оболочку. Если вода добралась до арматуры, последняя интенсивно корродирует, при этом разбухающая ржавчина препятствует сцеплению бетона с металлом и разрывает конструкцию изнутри.

- Всего выделяют 5 степеней повреждений:
- Загрязнения, раковины и усадочные трещины.
- Выколы, шелушение и обветшание поверхности.
- Сплошные выколы, пятна ржавчины, неактивные трещины до 0,2 мм.
- Трещины более 0,2 мм, образование сталактитов.
- Откалывание крупных кусков с оголением арматуры, образование пустот и расслоений.

По типам повреждения различают:

- не влияющие на свойства конструкции;
- сокращающие срок эксплуатации (истончение защитного слоя);
- снижающие несущую способность (исключение части арматуры из работы из-за оголения).

В целом можно сказать, что если из-за оголения защитных слоёв бетона не произошло деформации арматурного каркаса, изделие может быть восстановлено относительно легко. Исключение составляют случаи глубокой коррозии — когда при попытке добраться до неповреждённой ржавчиной арматуры обнаруживается, что ею поражён весь каркас. Тогда изделие признаётся непригодным к эксплуатации и подлежит замене.

Основные способы ремонта.

Существует два вида ремонта — с восстановлением несущей способности и без такового. В последнем случае действия носят косметический характер — заполняются трещины, сколы и раковины, выполняется выравнивание поверхности. Такие виды ремонта могут выполняться как в процессе возведения для устранения дефектов литья, так и по мере эксплуатации.

Ремонт с восстановлением несущей способности выполняют в следующих случаях:

- При увеличении нагрузки на конструкцию сверх проектной.
- При ухудшении условий эксплуатации.
- При ускоренном износе конструкции и появлении повреждений 3 типа 4–5 степеней.

Суть любого ремонта заключается в восстановлении массы бетона и заполнении свежим раствором тех участков, где произошло отслоение и осыпание. Если видна арматура, главная задача при ремонте — предотвратить распространение коррозии и добиться отличной адгезии смеси к металлу. Нередко в этих целях применяют ремонтные составы с полимерными составляющими.

Основных способов ремонта три:

Восстановление формы и плоскостей путём нанесения слоя бетона на поверхность.

Восстановление связи бетона с арматурой и заделка мест оголения каркаса.

Отдельно выделяют усиление железобетонных конструкций. Путём увеличения массы и габаритов конструкции достигается повышение несущей способности. В таких случаях после простейшей подготовки попросту выполняют приливы к изделию, которые после затвердевания принимают на себя часть нагрузки.

При ремонте трещин нужно понимать, являются ли они активными. Во многих случаях появление тонких трещин свидетельствует о том, что конструкция меняет форму из-за колебаний температуры, сейсмической активности или из-за изменения свойств грунта. Такие деформации, как правило, носят обратимый характер, то есть трещины закрываются после восстановления исходной формы. Если в момент раскрытия заполнить их несжимаемым материалом, после обратной деформации конструкции ещё более широкая трещина появится на обратной стороне изделия.

Активные трещины принято устранять составами, сохраняющими способность растягиваться и сжиматься не менее 50% от изначальных размеров. Лечение трещин до 0,3 мм хорошо производить поверхностной заделкой, используя эпоксидные смолы ЭЛД-283, ЭЛД-552. Более широкие трещины заполняют на всю глубину с помощью инъектирования: по всей протяжённости раскола с шагом 10–15 см сверлятся отверстия, через которые с помощью шприца вводится эпоксидная смола. Такой метод ремонта помогает существенно снизить водопоглощение бетона, устранить проникновение влаги и атмосферного кислорода к арматуре.

Чтобы отличить активные трещины от неактивных, на них крепят маяки из густо замешанного строительного гипса. На неактивной трещине маяк не треснет и не отпадёт. Если маяк лопнул, а трещина на нём ровная, без сколов, при этом есть видимый зазор, это указывает на то, что разлом в данный момент расширяется. Если на лопнувшем маяке кромки разлома рваные и раскрошенные, либо одна часть маяка отпала — трещина в данный момент сокращается.

Если обследование маяками в течение года показало, что трещина неактивная, её можно заделать несжимаемым материалом, таким как мелкодисперсный пескобетон той же марки, из которой отливалась конструкция. Предварительно необходимо трещину расшить — удалить сколы и осыпающиеся частицы на краях, продуть сжатым воздухом. В зависимости от ширины, неактивная трещина также лечится либо поверхностной заделкой с помощью шпателя, либо инъектированием цементного раствора.

Устранение крупных дефектов.

Если ремонт трещин не был произведён своевременно, деструктивные явления поражают защитный слой бетона, что приводит к откалыванию и осыпанию крупных фрагментов. Поверхность бетона при этом испещрена широкими, но неглубокими трещинами, ямами, при постукивании молотком слышен гулкий звук — под поверхностью образовались пустоты.

В таких случаях защитный слой бетона восстанавливают, предварительно удалив все остатки, подвергшиеся разрушению. Достаточно часто приходится счищать с поверхности выколов и ям достаточно толстые слои рыхлого и осыпающегося бетона. Его оставлять нельзя, ведь прочность повреждённого бетона значительно ниже проектной.

Очищенную поверхность подвергают фактурированию — с помощью чеканки оставляют множество мелких засечек, способствующих более качественному сцеплению нового слоя со старым. Края восстанавливаемого участка подрубают зубилом, образуя ровную кромку глубиной не менее 10 мм.

Нанесение бетонной массы выполняют либо мастерком послойно, либо напылением под давлением — этот способ наиболее технологичный и действенный. После восстановления защитного слоя за бетоном требуется уход в течение 7–10 дней, который заключается в периодическом увлажнении поверхности и слежении за границами заделанных участков.

При оголении арматурного каркаса.

Если разрушение бетона произошло на глубину залегания арматуры, ремонт нужно выполнять безотлагательно. Дальнейшее ослабление массы может привести к тому, что армирующие прутья согнутся и конструкция необратимо потеряет свои свойства.

В первую очередь необходимо выполнить разделку бетона вглубь залегания арматуры и убедиться, что коррозия не тронула металл на глубине более 50–60 мм. Если повреждения более глубокие — следует оголить каркас до появления незатронутых коррозией участков. Если из-за ржавчины диаметр арматуры уменьшился более чем на 10%, каркас необходимо усилить. Для этого к существующему стержню привязывается новый, длина перехлёста с нетронутой арматурой должна быть не меньше 40 диаметров.

Также при устранении дефектов с оголением арматуры практикуется привязка к каркасу армирующей сетки. Она позволяет избежать сползания толстого слоя свежего бетона и при этом препятствует раскрытию новых трещин на проблемном участке.

Стальные элементы нужно тщательно очистить от ржавчины, высолов и прочих загрязнений. Арматуру нужно хорошо отмыть преобразователем ржавчины на бескислотной основе, а затем покрыть густым цементным молоком, используя кисть. Не дожидаясь его высыхания, повреждённый участок заполняют свежим бетоном. Процедура подготовки краёв и поверхности больших выколов была описана выше.

Правила, обязательные к соблюдению.

Есть три основных требования к проведению ремонта железобетонных изделий. Главное из них — ремонтный состав должен быть идентичным, или по крайней мере совместимым с тем, который использовался при сооружении конкретной части бетонной конструкции. С полимерными материалами особых проблем в плане совместимости нет, однако смеси на цементном связующем следует выбирать тщательно, учитывая тип и марку цемента, род и фракцию наполнителя, водоцементное отношение и наличие присадок. Если область

ремонта окажется неоднородной, из-за разницы физических свойств свежий состав быстро отколется от поверхности.

Второе правило — соблюдать температурный режим. Проведение ремонтных работ запрещается, если в локальной зоне температура превышает 10 °С или ниже +5 °С. Кроме того, существуют требования к конструкциям, испытывающим повышенное влияние температурного расширения — каркасам зданий, опорам, балкам перекрытия, ж/б изделиям, эксплуатирующимся под прямыми солнечными лучами. Их средняя температура в момент ремонта не должна превышать 20 °С.

Правило третье: в момент ремонта бетон не должен быть насыщен водой. Допускается лишь смачивание поверхности и промывка трещин перед внесением ремсостава, однако при этом следует дождаться полного впитывания влаги. Если высушить бетонную конструкцию не представляется возможным, следует добавить в ремонтную смесь модификатор, обеспечивающий адгезию к сырому бетону.

Второе правило — соблюдать температурный режим. Проведение ремонтных работ запрещается, если в локальной зоне температура превышает 10 °С или ниже +5 °С. Кроме того, существуют требования к конструкциям, испытывающим повышенное влияние температурного расширения — каркасам зданий, опорам, балкам перекрытия, ж/б изделиям, эксплуатирующимся под прямыми солнечными лучами. Их средняя температура в момент ремонта не должна превышать 20 °С.

Правило третье: в момент ремонта бетон не должен быть насыщен водой. Допускается лишь смачивание поверхности и промывка трещин перед внесением ремсостава, однако при этом следует дождаться полного впитывания влаги. Если высушить бетонную конструкцию не представляется возможным, следует добавить в ремонтную смесь модификатор, обеспечивающий адгезию к сырому бетону.

Необходимость усиления строительных конструкций в процессе их эксплуатации возникает как при техническом перевооружении, так и вследствие физического износа и различных повреждений, вызванных коррозией материалов, механическими воздействиями, воздействием агрессивной среды, некачественным изготовлением конструкций, нарушением норм производства строительно-монтажных работ, правил эксплуатации и условий технологии производства.

Учитывая большой объем зданий и сооружений, в которых железобетонные и каменные конструкции занимают подавляющее большинство среди всех видов строительных конструкций, вопросы практического применения различных, эффективных способов их усиления приобретают в настоящее время большое значение.

Усиление железобетонных и каменных конструкций или восстановление их несущей способности может быть выполнено различными способами. Выбор способа усиления, проведение необходимых расчетов и разработка технологии выполнения усиления проводятся компетентными специалистами с учетом экономического обоснования и материальной возможности заказчика.

В процессе проведения капитального ремонта или реконструкции здания или сооружения, в отдельных случаях возникает необходимость восстановления или увеличения проектной величины несущей способности ограждающих конструкций. Чаще всего причинами, вызывающими потребность усиления несущих стен объекта капитального строительства, становятся:

- деформации стенового ограждения вследствие просадки фундаментов;
- повреждение конструкций стенового ограждения вследствие естественного износа;
- частичное разрушение элементов ограждающих конструкций здания в результате техногенных аварий или стихийных бедствий;
- эксплуатация здания после исчерпания ресурсов, заложенных в проект;
- отклонения от проекта, допущенные в ходе производства работ;

- реконструкция объекта, в ходе которой увеличивается нагрузка на ограждающие конструкции здания;

- необходимость повышения степени сейсмостойкости конструктивных элементов постройки.

В этих и в других случаях для продолжения эксплуатации здания или с целью изменения его технико-экономических показателей, возникает необходимость в повышении прочностных показателей стенового ограждения объекта.

Перед тем как начинать усиление несущих стен, которые находятся под нагрузкой необходимо произвести инженерную подготовку этого процесса, для чего должен быть разработан проект производства работ (ППР). Этот документ не только определяет и детально описывает технологию усиления, но и определяет мероприятия, необходимые для сохранения прочности и устойчивости элементов всего здания на протяжении работ. Здесь же разрабатываются меры по обеспечению безопасности как работников, так и людей, случайно оказавшихся поблизости от объекта. Тщательная проработка ППР и безусловное его выполнение позволит добиться приведения здания в требуемое состояние с минимальными затратами и без риска возникновения аварийной ситуации.

Существует несколько методов усиления стен, дающих возможность восстановить или довести до необходимой величины несущую способность существующего ограждения, в число которых входят:

1. Торкретирование бетоном по сетке стены, подлежащей усилению с одной или с обеих сторон. Сварные арматурные сетки закрепляются к основанию анкерами (при одностороннем) или друг с другом арматурными стержнями (при двухстороннем усилении). По сетке при помощи торкрет-пушки на поверхность слоями по 15 – 20 мм наносится бетонная смесь, которая при твердении образует рубашку, увеличивающую прочность ограждения. Этот метод позволяет:

- получить бетонную рубашку с гарантированной плотностью укладки;

- выполнить работы в сжатые сроки.

В то же время важно учесть, что:

- значительно увеличивается вес конструкций;
- требуется сложное и дорогостоящее оборудование;
- необходим персонал, обученный пользоваться торкрет-пушкой.

2. Устройство обойм из железобетона, которое выполняется локально, в местах повреждения кладки. Для этого на участок стены, где обнаружены трещины, анкерами крепится арматурная сетка с напуском на целый участок не менее 500 мм. Если трещины сквозные, то сетки устанавливаются с обеих сторон и скрепляются между собой. После этого методом торкретирования выполняется бетонная рубашка на поврежденной части ограждающей конструкции. К преимуществам этого метода усиления стен можно отнести:

- возможность получить усиление с гарантированной плотностью бетона;
- выполнить усиление в короткие сроки.

Однако при этом:

- резко возрастает масса конструкций, что может привести к необходимости усиления фундаментов;
- возникает потребность в сложном оборудовании, которое необходимо расположить на рабочем месте с последующим перемещением;
- требуются специалисты, аттестованные на работу с такого рода оборудованием;
- получается стена переменной толщины, причем перепад необходимо каким-либо образом скрыть.

3. Устройство обойм из стальных профилей – для чего вертикальные стороны проемов, расположенных в разных концах простенка, обрамляются стальным уголком и стягиваются между собой полосами из листовой стали. Полосы предварительно нагреваются и в таком состоянии привариваются к уголкам, в результате чего усиление кирпичных стен происходит при их

охлаждении, когда они стягивают обрамление. В случае широкого простенка полосы скрепляются между собой тяжами. Этот способ:

- прост для контроля;
- использует стандартный металлопрокат.

В то же время:

- требуется оборудование для сварки, резки, сверления бетона или кирпича;
- требуется большой намет штукатурки при отделке поверхностей с усилением.

4. Инъектирование стен составами на основе эпоксидных смол, растворов на цементной и полимерной основе, применяемое при хорошем качестве как кладки, так и кирпича, иначе окажется невозможным создание давления, необходимого для полного заполнения трещин инъекционным раствором. Такой метод:

- восстанавливает прочностные характеристики кирпичной кладки;
- не оказывает влияния на объемы отделочных работ.

С другой стороны:

- практически невозможно проконтролировать полноту заполнения трещин инъекционным раствором;
- для использования метода инъектирования стен необходимо специальное оборудование и специалисты, умеющие с ним работать.

5. Устройство обоем из композитных материалов – угле- или стекловолокна, которыми усиливается строительная конструкция. Поверхность, на которую крепится композитный материал, должна быть огрунтована и покрыта праймером. Такая технология:

- позволяет производить усиление, не уменьшающее площадь помещения;
- дает возможность выполнять проектную отделку.

Но при этом:

- работы с композитом должны выполнять подготовленные специалисты;
- композитные материалы имеют высокую цену.

6. Создание дополнительных элементов жесткости – диафрагм, перегородок, рам, которые могут выполняться из бетона, кирпича, стальных профилей. Они будут воспринимать часть нагрузки, приходящейся на конструкции, подлежащие усилению, разгружая их до состояния, в котором последние способны выдержать фактические усилия.

Существуют и другие, менее распространенные, методы усиления ограждающих конструкций, позволяющие получить необходимый результат, но конкретный выбор способа должен делаться проектной организацией при разработке проекта реконструкции или капремонта строения.

Как усиливают кирпичные стены:

При капитальном ремонте, реставрации или реконструкции существующих каменных зданий работы по усилению кирпичных стен крайне важны для обеспечения прочностных характеристик всего строения в целом. Просадка грунтов под фундаментом, низкое качество кладки, неправильная эксплуатация, ошибки проекта – все это приводит к возникновению трещин в кирпичных стенах, от глубины которых и характера зависит выбор метода усиления.

При трещинах в углах здания или по всей поверхности оптимальным методом усиления становится использование железобетонных обойм, которое выполняется в следующей последовательности:

- на кирпичной стене – с шагом, определенным проектом, закрепляется арматурная сетка;
- при необходимой толщине обоймы до 40 мм бетон наносится методом торкретирования;
- при требуемой толщине обоймы более 40 мм по плоскости стены выставляется опалубка, в которой предусмотрены трубки для заливки бетонной смеси.

При необходимости устройства новых проемов в кирпичной стене или усиления кладки в связи с ее деформации в местах проемов целесообразно

применение обойм из стальных прокатных профилей, для устройства которых необходимо выполнить работы:

- по боковым сторонам проемов анкерами закрепить стальные уголки, забивая цементно-песчаным раствором пазухи между уголком и кладкой;
- стянуть уголки стальными полосами, закрепив их анкерами или скрепить между собой при двухстороннем усилении;
- закрепить на стене арматурную сетку;
- нанести на поверхность стены цементно-песчаный раствор толщиной 20-30 мм, который предотвратит коррозию стальных конструкций.

Благодаря появлению новых материалов появилась возможность повысить прочность ограждающих конструкций из кирпича без увеличения веса и толщины стен, для чего выполняется обойма из композитных материалов в следующем порядке:

- поверхность обрабатывается специальной пропиткой;
- обработанную поверхность покрывают грунтовкой для повышения адгезии;
- закрепляют на стене углеграфитовое волокно или стеклоткань;
- выполняют проектную отделку.

При недостаточной прочности стен, выложенных из качественного кирпича, используется инъектирование кладки специальными составами. Эта работа состоит из операций:

- устройства в кирпичной кладке горизонтальных скважин диаметром около 20 мм под углом около 60° к вертикали;
- установка в скважины инъекционных трубок;
- закачивание через трубки под давлением составов на основе микроцемента или эпоксидных смол, которые заполняют все трещины и полости;
- извлечение трубок.

Это наиболее распространенные и эффективные методы усиления стенового ограждения из кирпича, хотя проектом могут быть предусмотрены и другие способы.

Решение задания.

Исходные данные:

ТЕХНИЧЕСКОЕ ЗАДАНИЕ.

Обследование зданий и сооружений, разработка проекта усиления конструкций.

Основание для проведения работы:

Требование НТД «Правила технической эксплуатации электрических станций и сетей Российской Федерации», утверждённые Минэнерго России №229 от 19.06.03г.

Цель и задачи работы:

Оценка фактического состояния объектов обследования. Пригодность и работоспособность объектов обследования, возможность их дальнейшей эксплуатации или необходимость восстановления и усиления. При необходимости ремонта/усиления разработать проект ремонта/усиления.

Источники проведения работы:

- СП 13-102-2003. «Правила обследования несущих строительных конструкций зданий и сооружений».
- СП 112.13330.2011 «Пожарная безопасность зданий и сооружений»;
- СП 56.13330.2011 «Производственные здания»;
- СП 131.13330.2012 «Строительная климатология».
- СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия».
- СП 15.13330.2012 «Каменные и армокаменные конструкции».
- СП 28.13330.2012 «Защита строительных конструкций от коррозии».
- СП 17.13330.2011 «Кровли».
- СП 70.13330.2012 «Несущие и ограждающие конструкции».

Основное содержание работы:

- Ознакомление с проектной документацией, исполнительной документацией, результатами ранее проведенных обследований;
- Ознакомление с эксплуатационной и ремонтной документацией;
- Сбор исходных данных по условиям эксплуатации (температурно-влажностной режим, агрессивность среды, динамические воздействия и т.д.);
- Определение фактических нагрузок на несущие строительные конструкции от веса кровли, подвесного кранового и технологического оборудования. Уточнение расчетных схем загрузки строительных конструкций;
- Уточнение схемы расположения элементов и узлов их крепления, обеспечивающих устойчивость здания.
- Проведение выборочно обследования строительных конструкций:
- Проверка соответствия габаритных размеров, сечений основных элементов строительных конструкций проектным параметрам;
- Проверка надежности и качества монтажа строительных конструкций, узлов их крепления, состояния сварных и болтовых соединений;
- Определение (выборочно) прогиба и деформаций основных строительных конструкций;
- Выявление дефектов, повреждений и участков разрушений, уточнение их параметров и мест расположений;
- Анализ динамики развития дефектов в сравнении с результатами ранее проведенных обследований;
- Вскрытие отдельных участков строительных конструкций с целью определения фактически примененных марок и диаметров рабочей арматуры;
- Проверка на соответствие нормами правилами фактически выполненных объемно- планировочных решений;

- Разработка рекомендаций, технических решений по устранению выявленных дефектов и повышению эксплуатационной надежности конструкций;
- Составления заключения по результатам проведенной экспертизы с выводами пригодности зданий к дальнейшей эксплуатации.
- Технические характеристики объектов экспертизы:
- Подстанция «РП-1»
- Высота здания – 7,25 м
- Материал конструкций: Фундаменты – бутобетонный, перекрытия – ж/б плиты, стены – кирпичные, кровля рулонная.
- Подстанция «РП-4»:
- Высота здания – ОПУ (30.А)- 3,05м, ЗРУ (30.А)- 3,05м; 6,25м; 3,20м, ЗРУ (30.А1)- 6,1м
- Материал конструкций: Фундаменты – сборный железобетонный, перекрытия – ж/б плиты, стены – ж/б, кровля рулонная.
- Подстанция «РП-5»:
- Высота здания – 4,8 м; 3,70м
- Материал конструкций: Фундаменты – ленточный бетонный, перекрытия – ж/б панели, стены – кирпичные, кровля рулонная.
- Подстанция «Западная»:
- Высота основного здания – 5,10 м, пристройки 1- 4,35м; пристройки 2- 3,95м
- Материал конструкций: Фундаменты – ленточный бетонный, перекрытия – ж/б плиты, стены – кирпичные, кровля рулонная.
- Подстанция «Кедровая»:
- Высота здания – 5,97 м,
- Материал конструкций: Фундаменты – ленточный бетонный, перекрытия – ж/б плиты, стены – кирпичные, кровля 1-скатная рулонная.
- Подстанция «Северная»:

- Высота здания – 5,55 м,
- Материал конструкций: Фундаменты – ленточный бетонный, перекрытия – ж/б плиты, стены – кирпичные, кровля рулонная.

Форма и сроки выполнения работ:

Выполняется в виде заключения и передается Заказчику в двух экземплярах.

Сроки выполнения работ апрель - октябрь 2022г.

Особые условия проведения работ:

- Заказчик обеспечивает при необходимости средствами подмащивания и освещения для обеспечения доступа и осмотра основных конструкций и их узлов.
- Заказчик, при необходимости, под контролем экспертов проводит контрольные геодезические измерения прогибов и вертикальности строительных конструкций.
- Заказчик представляет имеющуюся проектную, исполнительную и эксплуатационную документацию.

Дополнительные требования.

При необходимости разработки проекта ремонта/усиления, разработать проект с использованием композитных материалов.

Задания для самостоятельного решения.

Таблица 1.3

Таблица соответствия выбора варианта:

I – предпоследняя цифра, II – последняя цифра номера зачетки

II \ I	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
1	5	7	3	2	7	5	6	5	4	2
2	8	5	8	5	6	8	1	3	2	5
3	7	3	7	7	1	7	4	10	10	7
4	6	10	6	10	4	9	2	2	9	10
5	7	8	1	3	1	6	10	1	3	3
6	5	7	4	8	4	3	1	5	2	10
7	3	6	2	7	3	2	4	8	10	8
8	10	1	10	6	9	1	2	7	1	7
9	2	4	9	1	10	4	10	9	4	6
0	1	2	3	4	3	10	9	6	2	10

Таблица 1.4

Исходные данные для выполнения работы

Вариант	Типы здания	Проект на разработку	Конструкции здания	Высота здания, м
1	Административное здание	Усиление	Фундамент – столбчатый, перекрытия – сборные ж/б плиты, стены – кирпичные, кровля - рулонная	7
2	Жилое здание	Ремонт	Фундаменты – ленточный бетонный, перекрытия – монолитная ж/б плита, стены – кирпичные, кровля 1-скатная рулонная	10

3	Промышленн ое здание	Ремонт	Фундамент – сплошная плита, перекрытия – сборные ж/б плиты, стены – сборные стеновые панели, кровля – плоская рулонная,	8
4	Жилое здание	Усиление	Фундаменты – ленточный бетонный, перекрытия – монолитная ж/б плита, стены – кирпичные, кровля 1-скатная рулонная	5
5	Администрат ивное здание	Ремонт	Фундамент – столбчатый, перекрытия –сборные ж/б плиты, стены – кирпичные, кровля - рулонная	7
6	Промышленн ое здание	Ремонт	Фундаменты – ленточный бетонный, перекрытия – монолитная ж/б плита, стены – кирпичные, кровля 2-скатная рулонная	15
7	Жилое здание	Усиление	Фундамент – сплошная плита, перекрытия – сборные ж/б плиты, стены – сборные стеновые панели, кровля – плоская рулонная,	30
8	Промышленн ое здание	Усиление	Фундамент – столбчатый, перекрытия –сборные ж/б	20

			плиты, стены – кирпичные, кровля - рулонная	
9	Административное здание	Усиление	Фундаменты – ленточный бетонный, перекрытия – монолитная ж/б плита, стены – кирпичные, кровля 1-скатная рулонная	6
10	Жилое здание	Ремонт	Фундаменты – ленточный бетонный, перекрытия – монолитная ж/б плита, стены – кирпичные, кровля 1-скатная рулонная	10

Сбор нагрузок и поверочный расчет плиты перекрытия.

Методические указания к выполнению задания.

При выполнении практической работы необходимо выполнить следующие расчеты:

- сбор нагрузок на плиту перекрытия;
- поверочный расчет плиты перекрытия.

Условие задания.

Вариант исходных данных определяется по таблице 1.4. Используя исходные данные предоставленные в таблице 5, выполнить сбор нагрузок на плиту перекрытия и поверочный расчет плиты перекрытия.

Указания к выполнению.

При выполнении работы необходимо выполнить расчеты в указанной последовательности, используя материалы лекционных занятий, а также СП 63.13330.2018 «Бетонные и железобетонные конструкции», СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия».

Расчет прямоугольного сечения железобетонной плиты перекрытия:

Расчет прямоугольных сечений (рисунок 1.1) производится следующим образом в зависимости от высоты сжатой зоны:

$$x = \frac{R_s A_s - R_{sc} A'_s}{R_b b} \quad (1.1)$$

а) при $\xi = \frac{x}{h_0} \leq \xi_R$ – из условия:

$$M < R_b b x (h_0 - 0.5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a') \quad (1.2)$$

б) при $\xi > \xi_R$ – из условия:

$$M < \alpha_R R_b b h_0^2 + R_{sc} A'_s (h_0 - a') \quad (1.3)$$

где $\alpha_R = \xi_R (1 - 0.5 \xi_R)$.

Правую часть условия (3) допускается увеличить путем замены значения α_R на $(0.7 \alpha_R + 0.3 \alpha_m)$, где $\alpha_m = \xi (1 - 0.5 \xi)$, и принимая здесь ξ не более 1.

Если $x \leq 0$, прочность проверяют из условия:

$$M < R_{sc} A'_s (h_0 - a') \quad (1.4)$$

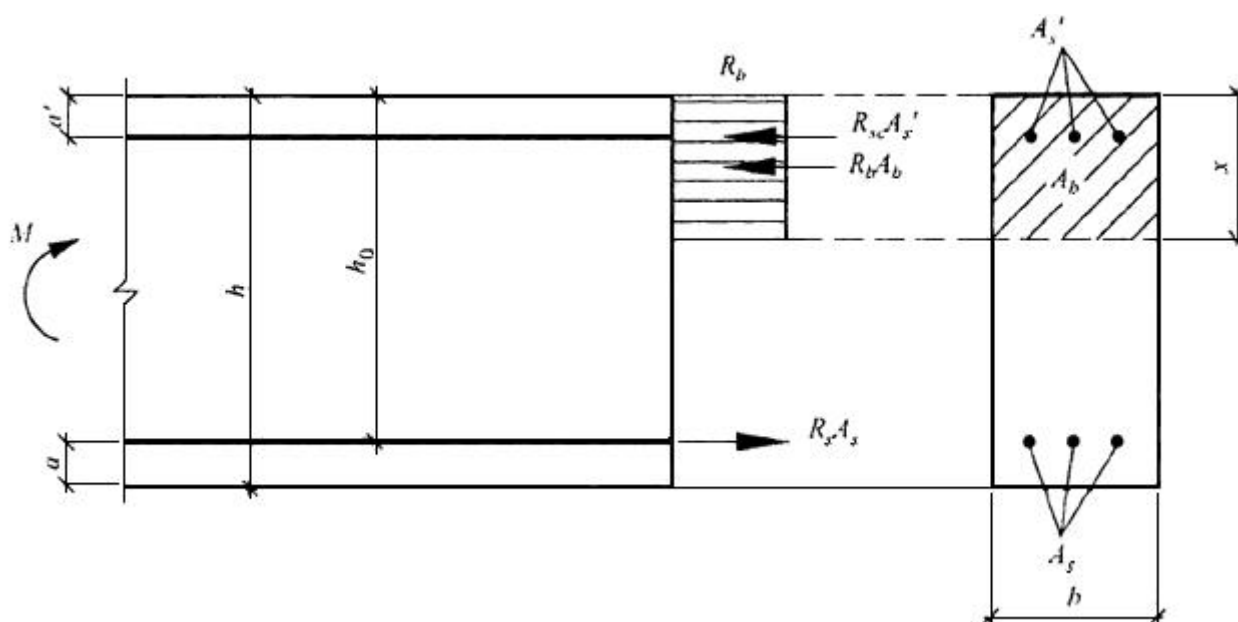


Рис. 1.1. Схема усилий и эпюра напряжений в поперечном прямоугольном сечении плиты перекрытия прямоугольного сечения

Если вычисленная без учета сжатой арматуры ($A'_s = 0$) высота сжатой зоны x меньше $2a'$, проверяется условие (4), где вместо a' подставляется $x/2$.

Изгибаемые элементы рекомендуется проектировать так, чтобы обеспечить выполнение условия $\xi \leq \xi_R$. Невыполнение этого условия можно допустить лишь в случаях, когда площадь сечения растянутой арматуры определена из расчета по предельным состояниям второй группы или принята по конструктивным соображениям.

Проверку прочности прямоугольных сечений с одиночной арматурой производят:

при $x < \xi_R h_0$ из условия:

$$M < R_s A_s (h_0 - 0.5x) \quad (1.5)$$

где x – высота сжатой зоны, равная:

$$x = \frac{R_s A_s}{R_b b} \quad (1.6)$$

данная формула выводится из формулы (1) путем исключения из нее характеристик сжатых арматурных стержней;

при $x \geq \xi_R h_0$ из условия:

$$M < \alpha_R R_b b h_0^2 \quad (1.7)$$

ξ_R – расчетным путем или с использованием таблицы 5.

Таблица 1. 5

Класс арматуры	A240	A400	A500	A500СП	A600	Ан600С	B500
ξ_R	0,615	0,533	0,493	0,487	0,459	0,337	0,493
α_R	0,426	0,391	0,372	0,368	0,354	0,280	0,372

Исходные данные:

Таблица 1.6

Состав междуэтажного перекрытия

№ п/п	Наименование	Плотность, кг/м ³	Толщина, мм
1	Паркетная доска	600	20
2	ДВП-Т-4	800	5
3	ДВП-М-12 в два слоя	800	24
4	Монолитная железобетонная плита	2500	220

Сечение плиты перекрытия размерами (Рис. 1.2) $b = 1180$ мм, $h = 220$ мм; $a = 30$ мм; $a' = 30$ мм; тяжелый бетон класса В20 ($R_b = 11,5$ МПа); арматура класса А400 ($R_s = R_{sc} = 350$ МПа); площадь сечения растянутой арматуры $A_s = 804$ мм² (5Ø16), сжатой – $A'_s = 565,5$ мм² (5Ø12); пролет плиты $l = 2,6$ м, ширина грузовой полосы $B = 1,2$ м.

Сбор нагрузок на плиту перекрытия:



Рис. 1.2. Состав пола

Жилые здания относятся ко II уровню ответственности, следовательно, коэффициент надежности по ответственности $\gamma_n = 1,0$.

Нормативная нагрузка от паркетной доски плотностью $\rho_1 = 600$ кг/м³ (6,0 кН/м³) и толщиной $\delta_1 = 20$ мм = 0,02 м составляет:

$$q_1'' = \rho_1 \cdot \delta_1 \cdot \gamma_n = 6 \cdot 0,02 \cdot 1 = 0,12 \text{ кН} / \text{м}^2 \quad (1.10)$$

2. Нормативная нагрузка от плиты ДВП-Т-4 плотностью $\rho_2 = 800$ кг/м³ (8,0 кН/м³) и толщиной $\delta_2 = 5$ мм = 0,005 м составляет:

$$q_2'' = \rho_2 \cdot \delta_2 \cdot \gamma_n = 8 \cdot 0,005 \cdot 1 = 0,04 \text{ кН} / \text{м}^2 \quad (1.11)$$

3. Нормативная нагрузка от плиты ДВП-М-12 плотностью $\rho_3 = 800 \text{ кг/м}^3$ (8,0 кН/м³) и толщиной $\delta_3 = 24 \text{ мм} = 0,024 \text{ м}$ составляет:

$$q_3'' = \rho_3 \cdot \delta_3 \cdot \gamma_n = 8 \cdot 0,024 \cdot 1 = 0,192 \text{ кН} / \text{м}^2 \quad (1.12)$$

4. Нормативная нагрузка от монолитной железобетонной плиты плотностью $\rho_4 = 2500 \text{ кг/м}^3$ (25,0 кН/м³) и толщиной $\delta_4 = 220 \text{ мм} = 0,22 \text{ м}$ составляет:

$$q_4'' = \rho_4 \cdot \delta_4 \cdot \gamma_n = 25 \cdot 0,22 \cdot 1 = 5,5 \text{ кН} / \text{м}^2 \quad (1.13)$$

Суммарная нормативная нагрузка составляет:

$$q'' = q_1'' + q_2'' + q_3'' + q_4'' = 0,12 + 0,04 + 0,192 + 5,5 = 5,852 \text{ кН} / \text{м}^2 \quad (1.14)$$

Расчетное значение нагрузки получаем путем умножения ее нормативного значения на коэффициент надежности по нагрузке γ_t , принимаемый по СП 20.13330.2016.

Теперь определим значение нормативной полезной нагрузки от людей и мебели.

В соответствии с СП 20.13330.2016 для квартир жилых зданий полезная нормативная нагрузка от людей и мебели составляет 1,5 кПа (1,5 кН/м²).

Учитывая коэффициент надежности по ответственности здания $\gamma_n = 1,0$, итоговое нормативное значение полезной нагрузки составит:

$$v'' = 1,5 \cdot \gamma_n = 1,5 \cdot 1 = 1,5 \text{ кН} / \text{м}^2 \quad (1.15)$$

Расчетные значения нагрузок представлены в таблице 7.

Таблица 1.7

Нагрузка на 1 м² перекрытия

*Постоянные
нагрузки:*

№ п/п	Вид нагрузки	Плотность , кг/м ³	Толщина, мм	Нормативно е значение кН/м ²	γ_f	Расчетное значение кН/м ²
----------	--------------	----------------------------------	----------------	---	------------	--

1	Паркетная доска	600	20	0,120	1,1	0,132
2	ДВП-Т-4	800	5	0,04000	1,1	0,04400
3	ДВП-М-12 в два слоя	800	24	0,192	1,1	0,211
4	Монолитная железобетонная плита	2500	220	5,500	1,1	6,050
	ВСЕГО:			5,852		6,437

Полезные нагрузки:

Временная нагрузка (СП 20.13330.2016).

№ п/п	Вид нагрузки			Нормативное значение кН/м ²	γ_f	Расчетное значение кН/м ²
1	Жилое здание			1,50	1,2	1,80
	ИТОГО:			1,50		1,80
		ОБЩАЯ НАГРУЗКА:		7,35		8,24

Фактически действующая нагрузка на плиту перекрытия $g_{факт} = 8,24 \text{ кН/м}^2$

Проверочный расчет плиты перекрытия:

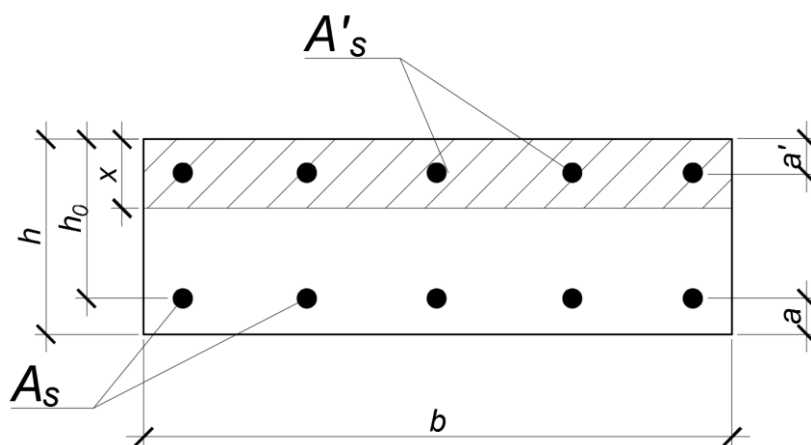


Рис. 1.3. Расчетная схема плиты перекрытия

Рабочая высота сечения h_0 :

$$h_0 = h - a = 220 - 30 = 190 \text{ мм.}$$

По формуле (1) определяем высоту сжатой зоны x :

$$x = \frac{R_s A_s - R_{sc} A'_s}{R_b b} = \frac{350 \cdot (804 - 565,5)}{14,5 \cdot 1180} = 6,2 \text{ мм} \quad (1.16)$$

По таблице 3 находим $\xi_R = 0,533$ и $\alpha_R = 0,391$. Так как $\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{6,2}{190} = 0,03 < \xi_R = 0,533$, прочность сечения проверяем из условия (1.2).

Максимальный изгибающий момент, который способно воспринять сечение в пролете:

$$M_{max} = R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a') = 11,5 \cdot 1180 \cdot 6,2 \cdot (190 - 0,5 \cdot 6,2) + 350 \cdot 565,5 \cdot (190 - 30) = 47,39 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 47,39 \text{ кН} \cdot \text{м} \quad (1.16)$$

Максимальная распределенная нагрузка на плиту перекрытия составит:

$$q = \frac{8 \cdot M_{max}}{l^2} = \frac{8 \cdot 47,39}{2,6^2} = 56,1 \text{ кН} / \text{м}. \quad (1.17)$$

Максимальная распределенная расчетная нагрузка на плиту перекрытия составит:

$$g = \frac{q}{B} = \frac{56,1}{1,2} = 46,75 \text{ кН} / \text{м}^2 > g_{факт} = 8,24 \text{ кН} / \text{м}^2. \quad (1.18)$$

Коэффициент использования составит:

$$K_{и} = \frac{g_{факт}}{g} = \frac{8,24}{46,75} = 0,18 \quad (1.19)$$

.Вывод: Несущая способность плиты перекрытия по условию обеспечения прочности при действии изгибающих моментов обеспечена, коэффициент использования $K_{и} = 0,18$.

Задания для самостоятельного решения.

Таблица 1.8

Таблица соответствия выбора варианта:

I – предпоследняя цифра, II – последняя цифра номера зачетки

II I	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
1	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
2	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
3	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
4	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
5	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
6	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
7	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
8	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
9	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10

Тип перекрытия определяется в соответствии с таблицами 1-2 практической работы №1.

Таблица 1.9

Исходные данные для выполнения работы

Вариант	Тип перекрытия	Габариты сечения плиты перекрытия					Класс бетона	Армирование плиты перекрытия		
		Ширина плиты, b , мм	Толщина плиты, h , мм	$a = a'$, мм	Пролет плиты l , м	Грузовая площадь B , м		A_s	A'_s	Класс
1	8	800	150	20	1,5	2,0	B15	4Ø12	4Ø10	A240
2	7	1000	180	25	1,6	2,2	B20	5Ø12	5Ø10	A240
3	6	1200	200	30	1,7	2,4	B25	4Ø14	4Ø12	A400

Вариант	Тип перекрытия	Габариты сечения плиты перекрытия					Класс бетона	Армирование плиты перекрытия		
		Ширина плиты, b , мм	Толщина плиты, h , мм	$a = a'$, мм	Пролет плиты l , м	Грузовая площадь B , м		A_s	A'_s	Класс
4	5	1500	220	35	1,8	2,6	B30	5Ø14	5Ø12	A400
5	4	800	180	40	1,9	2,8	B35	4Ø16	4Ø14	A500
6	3	1000	200	20	2,0	3,0	B15	5Ø16	5Ø14	A500
7	2	1200	220	25	2,1	2,0	B20	4Ø18	4Ø16	A240
8	1	1500	150	30	2,2	2,2	B25	5Ø18	5Ø16	A400
9	8	800	180	35	2,3	2,4	B30	4Ø12	4Ø10	A500
10	7	1000	200	40	2,4	2,6	B35	4Ø12	4Ø10	A500
11	6	1200	220	20	2,5	2,8	B15	4Ø12	4Ø10	A600
12	5	1500	180	25	2,6	3,0	B20	4Ø12	4Ø10	A400
13	4	800	200	30	2,7	2,0	B25	5Ø12	5Ø10	A400
14	3	1000	220	35	2,8	2,2	B30	4Ø14	4Ø12	A240
15	2	1200	150	40	2,9	2,4	B35	5Ø14	5Ø12	A400
16	1	1500	180	20	3,0	2,6	B15	4Ø16	4Ø14	A800
17	8	800	200	25	1,5	2,8	B20	5Ø16	5Ø14	A400
18	7	1000	220	30	1,6	3,0	B25	4Ø18	4Ø16	A500
19	6	1200	180	35	1,7	2,0	B30	5Ø18	5Ø16	A400

Вариант	Тип перекрытия	Габариты сечения плиты перекрытия					Класс бетона	Армирование плиты перекрытия		
		Ширина плиты, b , мм	Толщина плиты, h , мм	$a = a'$, мм	Пролет плиты l , м	Грузовая площадь B , м		A_s	A'_s	Класс
20	5	1500	200	40	1,8	2,2	B35	4Ø12	4Ø10	A800
21	4	800	220	20	1,9	2,4	B15	5Ø12	5Ø10	A600
22	3	1000	150	25	2,0	2,6	B20	4Ø14	4Ø12	A240
23	2	1200	180	30	2,1	2,8	B25	5Ø14	5Ø12	A240
24	1	1500	200	35	2,2	3,0	B30	4Ø16	4Ø14	A400
25	8	800	220	40	2,3	2,0	B35	5Ø16	5Ø14	A400
26	7	1000	180	20	2,4	2,2	B15	4Ø18	4Ø16	A500
27	6	1200	200	25	2,5	2,4	B20	5Ø18	5Ø16	A500
28	5	1500	220	30	2,6	2,6	B25	4Ø12	4Ø10	A240
29	4	800	150	35	2,7	2,8	B30	5Ø12	5Ø10	A240
30	3	1000	180	40	2,8	3,0	B35	4Ø14	4Ø12	A400

Выбор и обоснование способа ремонта несущей конструкции.

Методические указания к выполнению задания.

При выборе и обоснование способа ремонта несущей конструкции необходимо учитывать:

- вероятные причины возникновения дефектов и повреждений;
- методы выявления дефектов и повреждений;
- возможные последствия дефектов и повреждений;

- мероприятия по устранения дефектов и повреждений.

Условие задания.

Вариант исходных данных определяется по таблице 1.9. Используя исходные данные, предоставленные в таблице 1.10, а также теоретический (лекционный) материал необходимо выбрать и обосновать способ ремонта несущей конструкции.

Указания к выполнению.

При выполнении задания необходимо составить аналитический обзор выбора и обоснование способа ремонта несущей конструкции.

Причины и виды повреждений, подлежащих ремонту.

Практически все бетонные изделия обладают деформативностью и могут менять форму при изменении действующих нагрузок. Сама бетонная смесь обладает крайне малой прочностью на растяжение, что компенсируется армированием конструкции. Однако это не решает проблемы полностью: в бетоне всё равно образуются трещины, но микроскопического размера и гораздо более многочисленные.

Благодаря арматурным связям бетон обретает долговечность: мелкие трещины никак не влияют на прочностные характеристики, а сам предел допустимого трещинораскрытия определяется техническими стандартами на изделие. Однако со временем даже мелкие трещины расширяются из-за трения и эрозии, к тому же не исключено, что условия эксплуатации железобетона поменяются на менее благоприятные, что вызовет ускоренный износ конструкции.

Внешне такие явления проявляются как раскрытие широких и глубоких трещин, а также в виде отслоения частей бетона, вплоть до оголения арматурного каркаса. Основная причина — вода, которая насыщает поры и, расширяясь при замерзании, изнутри разрушает бетонную оболочку. Если вода добралась до арматуры, последняя интенсивно корродирует, при этом разбухающая ржавчина препятствует сцеплению бетона с металлом и разрывает конструкцию изнутри.

- Всего выделяют 5 степеней повреждений:
- Загрязнения, раковины и усадочные трещины.
- Выколы, шелушение и обветшание поверхности.
- Сплошные выколы, пятна ржавчины, неактивные трещины до 0,2 мм.
- Трещины более 0,2 мм, образование сталактитов.
- Откалывание крупных кусков с оголением арматуры, образование пустот и расслоений.

По типам повреждения различают:

- не влияющие на свойства конструкции;
- сокращающие срок эксплуатации (истончение защитного слоя);
- снижающие несущую способность (исключение части арматуры из работы из-за оголения).

В целом можно сказать, что если из-за оголения защитных слоёв бетона не произошло деформации арматурного каркаса, изделие может быть восстановлено относительно легко. Исключение составляют случаи глубокой коррозии — когда при попытке добраться до неповреждённой ржавчиной арматуры обнаруживается, что ею поражён весь каркас. Тогда изделие признаётся непригодным к эксплуатации и подлежит замене.

Основные способы ремонта.

Существует два вида ремонта — с восстановлением несущей способности и без такового. В последнем случае действия носят косметический характер — заполняются трещины, сколы и раковины, выполняется выравнивание поверхности. Такие виды ремонта могут выполняться как в процессе возведения для устранения дефектов литья, так и по мере эксплуатации.

Ремонт с восстановлением несущей способности выполняют в следующих случаях:

- При увеличении нагрузки на конструкцию сверх проектной.
- При ухудшении условий эксплуатации.

- При ускоренном износе конструкции и появлении повреждений 3 типа 4–5 степеней.

Суть любого ремонта заключается в восстановлении массы бетона и заполнении свежим раствором тех участков, где произошло отслоение и осыпание. Если видна арматура, главная задача при ремонте — предотвратить распространение коррозии и добиться отличной адгезии смеси к металлу. Нередко в этих целях применяют ремонтные составы с полимерными составляющими.

Основных способов ремонта три:

Восстановление формы и плоскостей путём нанесения слоя бетона на поверхность.

Восстановление связи бетона с арматурой и заделка мест оголения каркаса.

Отдельно выделяют усиление железобетонных конструкций. Путём увеличения массы и габаритов конструкции достигается повышение несущей способности. В таких случаях после простейшей подготовки попросту выполняют приливы к изделию, которые после затвердевания принимают на себя часть нагрузки.

При ремонте трещин нужно понимать, являются ли они активными. Во многих случаях появление тонких трещин свидетельствует о том, что конструкция меняет форму из-за колебаний температуры, сейсмической активности или из-за изменения свойств грунта. Такие деформации, как правило, носят обратимый характер, то есть трещины закрываются после восстановления исходной формы. Если в момент раскрытия заполнить их несжимаемым материалом, после обратной деформации конструкции ещё более широкая трещина появится на обратной стороне изделия.

Активные трещины принято устранять составами, сохраняющими способность растягиваться и сжиматься не менее 50% от изначальных размеров. Лечение трещин до 0,3 мм хорошо производить поверхностной заделкой, используя эпоксидные смолы ЭЛД-283, ЭЛД-552. Более широкие трещины

заполняют на всю глубину с помощью инъектирования: по всей протяжённости раскола с шагом 10–15 см сверлятся отверстия, через которые с помощью шприца вводится эпоксидная смола. Такой метод ремонта помогает существенно снизить водопоглощение бетона, устранить проникновение влаги и атмосферного кислорода к арматуре.

Чтобы отличить активные трещины от неактивных, на них крепят маяки из густо замешанного строительного гипса. На неактивной трещине маяк не треснет и не отпадёт. Если маяк лопнул, а трещина на нём ровная, без сколов, при этом есть видимый зазор, это указывает на то, что разлом в данный момент расширяется. Если на лопнувшем маяке кромки разлома рваные и раскрошенные, либо одна часть маяка отпала — трещина в данный момент сокращается.

Если обследование маяками в течение года показало, что трещина неактивная, её можно заделать несжимаемым материалом, таким как мелкодисперсный пескобетон той же марки, из которой отливалась конструкция. Предварительно необходимо трещину расшить — удалить сколы и осыпающиеся частицы на краях, продуть сжатым воздухом. В зависимости от ширины, неактивная трещина также лечится либо поверхностной заделкой с помощью шпателя, либо инъектированием цементного раствора.

Устранение крупных дефектов.

Если ремонт трещин не был произведён своевременно, деструктивные явления поражают защитный слой бетона, что приводит к откалыванию и осыпанию крупных фрагментов. Поверхность бетона при этом испещрена широкими, но неглубокими трещинами, ямами, при постукивании молотком слышен гулкий звук — под поверхностью образовались пустоты.

В таких случаях защитный слой бетона восстанавливают, предварительно удалив все остатки, подвергшиеся разрушению. Достаточно часто приходится счищать с поверхности выколов и ям достаточно толстые слои рыхлого и

осыпающегося бетона. Его оставлять нельзя, ведь прочность повреждённого бетона значительно ниже проектной.

Очищенную поверхность подвергают фактурированию — с помощью чеканки оставляют множество мелких засечек, способствующих более качественному сцеплению нового слоя со старым. Края восстанавливаемого участка подрубают зубилом, образуя ровную кромку глубиной не менее 10 мм.

Нанесение бетонной массы выполняют либо мастерком послойно, либо напылением под давлением — этот способ наиболее технологичный и действенный. После восстановления защитного слоя за бетоном требуется уход в течение 7–10 дней, который заключается в периодическом увлажнении поверхности и слежении за границами заделанных участков.

При оголении арматурного каркаса.

Если разрушение бетона произошло на глубину залегания арматуры, ремонт нужно выполнять безотлагательно. Дальнейшее ослабление массы может привести к тому, что армирующие прутья согнутся и конструкция необратимо потеряет свои свойства.

В первую очередь необходимо выполнить разделку бетона вглубь залегания арматуры и убедиться, что коррозия не тронула металл на глубине более 50–60 мм. Если повреждения более глубокие — следует оголить каркас до появления незатронутых коррозией участков. Если из-за ржавчины диаметр арматуры уменьшился более чем на 10%, каркас необходимо усилить. Для этого к существующему стержню привязывается новый, длина перехлёста с нетронутой арматурой должна быть не меньше 40 диаметров.

Также при устранении дефектов с оголением арматуры практикуется привязка к каркасу армирующей сетки. Она позволяет избежать сползания толстого слоя свежего бетона и при этом препятствует раскрытию новых трещин на проблемном участке.

Стальные элементы нужно тщательно очистить от ржавчины, высолов и прочих загрязнений. Арматуру нужно хорошо отмыть преобразователем

ржавчины на бескислотной основе, а затем покрыть густым цементным молоком, используя кисть. Не дожидаясь его высыхания, повреждённый участок заполняют свежим бетоном. Процедура подготовки краёв и поверхности больших выколов была описана выше.

Правила, обязательные к соблюдению.

Есть три основных требования к проведению ремонта железобетонных изделий. Главное из них — ремонтный состав должен быть идентичным, или по крайней мере совместимым с тем, который использовался при сооружении конкретной части бетонной конструкции. С полимерными материалами особых проблем в плане совместимости нет, однако смеси на цементном связующем следует выбирать тщательно, учитывая тип и марку цемента, род и фракцию наполнителя, водоцементное отношение и наличие присадок. Если область ремонта окажется неоднородной, из-за разницы физических свойств свежий состав быстро отколется от поверхности.

Второе правило — соблюдать температурный режим. Проведение ремонтных работ запрещается, если в локальной зоне температура превышает 10 °С или ниже +5 °С. Кроме того, существуют требования к конструкциям, испытывающим повышенное влияние температурного расширения — каркасам зданий, опорам, балкам перекрытия, ж/б изделиям, эксплуатирующимся под прямыми солнечными лучами. Их средняя температура в момент ремонта не должна превышать 20 °С.

Правило третье: в момент ремонта бетон не должен быть насыщен водой. Допускается лишь смачивание поверхности и промывка трещин перед внесением ремсостава, однако при этом следует дождаться полного впитывания влаги. Если высушить бетонную конструкцию не представляется возможным, следует добавить в ремонтную смесь модификатор, обеспечивающий адгезию к сырому бетону.

Второе правило — соблюдать температурный режим. Проведение ремонтных работ запрещается, если в локальной зоне температура превышает

10 °С или ниже +5 °С. Кроме того, существуют требования к конструкциям, испытывающим повышенное влияние температурного расширения — каркасам зданий, опорам, балкам перекрытия, ж/б изделиям, эксплуатирующимся под прямыми солнечными лучами. Их средняя температура в момент ремонта не должна превышать 20 °С.

Правило третье: в момент ремонта бетон не должен быть насыщен водой. Допускается лишь смачивание поверхности и промывка трещин перед внесением ремсостава, однако при этом следует дожидаться полного впитывания влаги. Если высушить бетонную конструкцию не представляется возможным, следует добавить в ремонтную смесь модификатор, обеспечивающий адгезию к сырому бетону.

Выбор способа усиления, проведение необходимых расчетов и разработка технологии выполнения усиления проводятся компетентными специалистами с учетом экономического обоснования и материальной возможности заказчика.

1.3. Практическое занятие №3: Оценка технического состояния несущих конструкций здания. Определение категории технического состояния конструкции. Определение несущей способности железобетонной балки с учетом выявленных повреждений. Оценка соответствия технического состояния конструкции требованиям безопасности, пригодности к

эксплуатации. Определение несущей способности железобетонной балки, усиленной методом наращивания.

Методические указания к выполнению задания.

Оценить техническое состояние, надежность, поврежденность и возможные дефекты, характерные для конструкций, согласно присвоенным категориям технического состояния. На основании установленных обследовании дефектов и повреждений дать рекомендации по дальнейшей эксплуатации конструкций здания – см. пример выполнения работы.

Условие задания.

Вариант исходных данных определяется по таблице 1.11. Используя исходные данные, предоставленные в таблицах 1.12-1.17, определить относительную надёжность, и возможные дефекты здания.

Указания к выполнению.

Оценить техническое состояние, надежность, поврежденность здания согласно категории технического состояния по ГОСТ 31937-2011 «Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния». Описать признаки воздействия внешней среды на элемент каркаса согласно полученным исходным данным и категориям технического состояния. Составить таблицу технического состояния элемента каркаса. На основании установленных обследовании дефектов и повреждений дать рекомендации по дальнейшей эксплуатации конструкций здания.

Оценка технического состояния строительных конструкций зданий и сооружений заключается в определении степени повреждения, категории технического состояния и возможности дальнейшей эксплуатации их по прямому или измененному (при реконструкции) функциональному назначению.

Оценку технического состояния строительных конструкций зданий и сооружений проводят путем сопоставления предельно допустимых (расчетных или нормативных) и фактических значений, характеризующих прочность,

устойчивость, деформативность (по I и II группам предельных состояний) и эксплуатационные характеристики строительных конструкций.

Критерии оценки технического состояния зависят от функционального назначения и конструктивной схемы здания, вида строительной конструкции, материала и т.д.

За предельно допустимые значения критериев оценки технического состояния зданий принимают: расчетные схемы, нагрузки и воздействия; прочностные и физико-механические характеристики материалов и конструкций — из проектной документации; геометрические параметры зданий — по рабочим чертежам; эксплуатационные характеристики — по расчетам в проектной документации.

Фактические значения критериев оценки технического состояния строительных конструкций принимаются по результатам визуальных и инструментальных обследований, лабораторных испытаний, поверочных расчетов.

Критерии оценки технического состояния строительных конструкций подразделяют на две группы: критерии, характеризующие несущую способность, устойчивость и деформативность, и критерии, характеризующие эксплуатационную пригодность зданий.

Предельно допустимые значения критериев оценки технического состояния конструкций зданий устанавливаются нормативными документами.

Техническое состояние конструкций устанавливают на основе оценки совокупного влияния повреждений, дефектов, выявленных в процессе предварительного обследования, поверочных расчетов их несущей способности, устойчивости и эксплуатационной пригодности.

Если один из критериев технического состояния конструкций здания не отвечает требованиям нормативных документов, конструкции необходимо усиливать или заменять.

Оценка технического состояния конструкций здания включает: определение категории технического состояния конструкций с учетом степени повреждения и величины снижения несущей способности; установление эксплуатационной пригодности конструкций по основным критериям (температурно-влажностный режим, загазованность, освещенность, герметичность, звукоизоляция и т.д.); разработку предложений по дальнейшей эксплуатации зданий и сооружений.

Качество здания зависит от свойств его элементов, соответствия их параметров нормативным или расчетным показателям и их способности выполнять заданные функции. В процессе эксплуатации возникают ситуации, когда конструктивный элемент не выполняет свои функции в полном объеме или его эксплуатационные показатели не соответствуют нормативным значениям.

Окончание эксплуатации всего здания определяется предельным состоянием, при котором дальнейшая эксплуатация должна быть прекращена по требованиям безопасности, из-за неустранимого изменения технических характеристик конструктивных элементов, утраченных в процессе эксплуатации, или экономической нецелесообразности их восстановления.

Оценка состояния здания или его отдельных элементов базируется на теории надежности, которая позволяет разрабатывать оптимальную систему контроля за состоянием элементов, определять их техническое состояние, разрабатывать эффективную стратегию эксплуатационных мероприятий.

Надежность является определяющим свойством, общим для различных элементов здания. Сама по себе надежность не характеризует их высокое качество, но служит одним из свойств, определяющих качество каждого элемента здания.

Надежность – это свойство элемента выполнять свои функции в течение заданного промежутка времени с сохранением эксплуатационных характеристик. С точки зрения надежности все элементы здания подразделяются на восстанавливаемые и невосстанавливаемые.

Восстанавливаемые элементы могут быть восстановлены (отремонтированы, заменены) в течение эксплуатационного периода. 5 Невосстанавливаемые элементы – это те элементы, которые ни разу не ремонтируют в процессе эксплуатации по техническим или экономическим соображениям. Конструктивные элементы здания могут состоять из n-го количества элементов (стыки, полы, стеновые панели и т.п.), которые имеют последовательное или параллельное соединение.

При последовательном соединении элементов отказ хотя бы одного из них приводит к отказу всего соединения (например, трехслойная стеновая панель).

При параллельном соединении отказ всего соединения происходит только при отказе всех элементов (например, работа двух лифтов в здании).

Надежность, как свойство элемента, характеризуется рядом показателей: таких основных как безотказность, долговечность и ремонтпригодность, а также понятиями, характеризующими состояние объекта - исправность, работоспособность, предельное состояние, отказ.

Безотказность – основное свойство надежности элемента, т.е. способность элемента выполнять свои функции в течение заданного промежутка времени в заданных условиях эксплуатации без вынужденных перерывов на восстановление.

Долговечность – свойство элемента сохранять работоспособность до наступления предельного состояния с необходимыми перерывами на ремонт, наладку или техническое обслуживание.

Ремонтпригодность – свойство элемента, заключающееся в его приспособленности к выполнению ремонтов и технического обслуживания, т.е. к восстановлению работоспособности и исправности. Исправность – это категория технического состояния элемента, при которой он полностью соответствует всем требованиям, установленным нормативно-технической документацией, включая требования подготовки объекта к эксплуатации.

Работоспособность – это категория технического состояния элемента, при которой он способен выполнять в данный момент свои функции, сохраняя во времени значения основных параметров в пределах, установленных нормативно-технической документацией. При этом некоторые из численно оцениваемых контролируемых параметров не отвечают требованиям проекта, 6 норм и стандартов, но имеющиеся нарушения требований, например, по деформативности, трещиностойкости, в данных конкретных условиях эксплуатации не приводят к нарушению работоспособности, и несущая способность конструкций, с учетом влияния имеющихся дефектов и повреждений, обеспечивается.

Предельное состояние – это категория технического состояния элемента, характеризующаяся снижением несущей способности и эксплуатационных характеристик и соответствующая технической невозможности или нецелесообразности его дальнейшей эксплуатации, обусловленная требованиями безопасности или неустранимым снижением эффективности (необходимость проведения страховочных мероприятий и усиления конструкций).

Аварийное состояние – категория технического состояния элемента, характеризующаяся повреждениями и деформациями, свидетельствующими об исчерпании несущей способности и опасности обрушения (необходимо проведение срочных противоаварийных мероприятий).

Отказ – это полная или частичная утрата элементом работоспособности.

Отказ является случайным событием, вероятность его возникновения зависит от внешних и внутренних факторов: качества материала, качества изготовления строительного элемента, качества выполнения монтажно-строительных работ, факторов окружающей среды, уровня эксплуатационных мероприятий и т.д.

Отказы классифицируют:

- по характеру проявления на постепенные (связанные с процессом старения и износа) и внезапные (характеризующиеся скачкообразным изменением эксплуатационных параметров элемента);
- по возможности использования элемента после отказа на полные и частичные;
- по связи между отказами отдельных элементов или их частей (например, в случае с многослойными конструкциями) на зависимые и независимые;
- по наличию внешних признаков на скрытые и очевидные;
- по причине возникновения на конструктивные, производственные, эксплуатационные;
- по периоду возникновения на отказы при испытаниях, в период приработки, в период нормальной эксплуатации и т.д., (Рис. 1.4)



Рис. 1.4. Изменение интенсивности отказов в течение эксплуатационного периода

В период приработки проявляются отказы, вызванные дефектами конструктивных элементов, а также недостатками строительства, монтажа. По нормативам технической эксплуатации зданий эти виды отказов устраняют строительные организации в течение гарантийного срока. Далее за устранение неисправностей отвечает эксплуатационная организация. В период нормальной работы интенсивность отказов практически постоянна и основное влияние на надежность оказывают внезапные отказы, которые обусловлены:

- воздействием непредвиденных механических нагрузок,

- воздействием неучтенных или изменившихся факторов внешней среды эксплуатации,
- изменением эксплуатационных параметров элементов с течением времени.

Среднее значение эксплуатационных свойств элементов сохраняется, но вследствие увеличения дисперсии (разброса параметров у однотипных конструкций) вероятность отказа элемента увеличивается. В заключительный период (период старения и износа) интенсивность отказов возрастает вследствие старения, износа элементов, и на их надежность большее влияние оказывают постепенные отказы.

Долговечность. Сроки службы элементов.

Надежность строительных конструкций рассматривается, как правило, на заданном временном интервале, в качестве которого часто принимают срок службы элемента или его долговечность. Долговечность элемента можно оценить по показателю среднего времени безотказной работы элемента:

Срок безотказной работы элементов зданий является непрерывной случайной величиной, принимающей любые значения, поскольку он зависит от ряда факторов, в том числе от качества изготовления материала, качества ремонтно-строительных работ по устройству, монтажу конструкции, интенсивности эксплуатационных нагрузок, воздействия факторов окружающей среды и пр.

При проектировании новых конструкций, разработке новых материалов прогнозирование их долговечности осуществляется на основании лабораторных испытаний или по аналогии с уже существующими объектами. При этом учитывается влияние только наиболее важных факторов на долговечность элемента. Таким образом, рассчитывается нормативный срок службы.

Нормативный срок службы – это рекомендуемый срок эксплуатации до выполнения ремонта, определяемый технической документацией на основании результатов лабораторных испытаний или статистических данных об эксплуатации аналогичных конструкций.

Однако по совокупному воздействию неучтенные факторы могут значительно изменить особенности и условия эксплуатации элемента, вследствие чего одни и те же элементы зданий с одинаковым нормативным сроком службы в реальных условиях могут безотказно функционировать разное время и, соответственно, иметь различные фактические сроки службы и периоды проведения ремонтов.

Фактический срок службы – это срок эксплуатации конкретной конструкции до потери ею работоспособности.

Определение долговечности путем натурного наблюдения для строительных конструкций часто оказывается неприемлемым, т.к. срок их эксплуатации довольно значителен. Поэтому при подготовке проекта капитального ремонта или реконструкции здания следует учитывать опыт эксплуатации аналогичных по конструктивным решениям зданий, эксплуатируемых в одинаковых условиях. В первую очередь это относится к типовым зданиям, монтируемым из индустриальных конструкций.

Накопленная статистика по дефектам и отказам отдельных конструкций, с использованием нормального закона распределения сроков службы, позволяет обоснованно прогнозировать их фактические сроки службы, на основании которых можно определить средний срок службы.

Средний срок службы – это срок эксплуатации однотипных конструкций, рассчитанный на основе статистических данных об отказах этих конструкций за определенный период эксплуатации.

Разброс конкретных значений сроков службы элементов не бесконечен. В соответствии с нормальным законом распределения случайной величины отклонение в большую или меньшую сторону от среднего значения имеет одинаковую вероятность. Чем выше отклонение конкретного срока службы по абсолютной величине от среднего значения, тем меньше его вероятность. Отклонение сроков службы элемента имеет предел, поэтому отклонения,

превышающие его, маловероятны. Отклонение случайной величины от среднего значения в 3σ соответствует вероятности 0,998.

В процессе эксплуатации возникает необходимость в проведении ремонтных работ, направленных на обеспечение необходимого уровня надежности здания, что требует определенных материальных затрат. В тоже время первоначальная стоимость здания уменьшается вследствие износа. Поэтому необходим выбор такого межремонтного периода, при котором учитывалась бы с одной стороны, полнота использования ресурса элемента, а с другой не было бы значительных затрат на устранение внезапных и износных отказов. Отсюда вытекает понятие оптимального срока службы элемента.

Оптимальный срок службы – это срок службы, при котором удельные затраты на эксплуатацию будут минимальными. Учитывая экономический показатель, не следует забывать и о необходимости поддержания достаточного уровня надежности элементов. Чтобы уменьшить интенсивность отказов в межремонтный период, элементы следует заменять в моменты, предшествующие интенсивному росту вероятности отказа, т.е. в пределах 3σ , в этом случае их безотказность возрастает.

Показатели ремонтпригодности. Одним из параметров надежности является ремонтпригодность, т.е. приспособленность конструкции к восстановлению и замене. Особенно важно проводить предварительную оценку ремонтпригодности для сменяемых в процессе эксплуатации многоэлементных (например, многослойных) конструктивных элементов. Сюда, в первую очередь, относятся полы, кровли, стыки наружных панелей. Комплексным показателем надежности многократно используемых конструкций является коэффициент готовности k_g , который показывает долю времени выполнения объектом своих функций в полном объеме за весь расчетный период эксплуатации.

Поскольку срок службы здания значительно превышает время восстановления элемента, то наиболее показательным для определения свойств ремонтпригодности элемента или конструктивного решения здания в целом

будет коэффициент использования ресурса $k_{ир}$, который учитывает полноту использования того или иного элемента и оперативность работы эксплуатационной службы.

Удовлетворительным конструктивным решением считается такое, коэффициент использования ресурса которого более 0,9, в противном случае следует пересмотреть подбор основных конструктивных элементов с точки зрения равнозначности их сроков службы.

Показательными критериями ремонтпригодности отдельных элементов являются время восстановления рабочего состояния конструкции, а также объем материальных и трудовых ресурсов, затраченных на ремонт или замену отказавших конструктивных элементов.

Поэтому для анализа ремонтпригодности конструкций используется также коэффициенты, позволяющие оценить конструктивное решение, технологичность элемента, время, затраченное на ремонт, материальные затраты.

Коэффициент доступности k_d показывает долю затрат труда на выполнение замены отказавшего элемента от суммарных трудозатрат на ремонт конструкции из-за отказавшего элемента.

Коэффициент контролепригодности k_k определяет долю элементов конструкции, состояние которых контролируется без разборки других элементов в процессе замены конкретного элемента.

Коэффициент ремонтозависимости $k_{рз}$ учитывает необходимость вывода элемента до истечения его срока службы из состава конструкции при необходимости замены других элементов, т.е. полноту использования ресурса отдельными элементами конструкции.

Приступая к анализу ремонтпригодности конструкции, ее следует рассматривать поэлементно с учетом сроков службы всех элементов, трудоемкости и стоимости замены каждого из них. При этом необходимо рассматривать такой порядок восстановления конструкции, при котором

основным заменяемым элементом является наименее долговечный. Прочие элементы, а также работы, связанные с их восстановлением, воспринимаются как вспомогательные.

Рекомендации по дальнейшей эксплуатации металлических колонн каркаса:

1. Произвести расчет металлической колонны с учетом дефектов для выявления фактической несущей способности. При недостаточной несущей способности или обнаружении признаков потери устойчивости колонны разработать проект усиления.

2. Заменить поврежденные болты и заклепки новыми элементами.

3. Подтянуть проворачивающиеся болты до проектного натяжения, обварить заклепки.

4. Восстановить антикоррозионное покрытие металлических элементов, предварительно очистив и обеспылив поверхность.

5. Восстановить материал сварных швов до проектного значения размера катета путем замены шва или наплавлением дополнительного шва с помощью ручной или электродуговой сварки.

Рекомендации по дальнейшей эксплуатации железобетонных панелей:

1. Установить стойки безопасности, оградить зону возможного обрушения конструкций и ограничить доступ посторонних лиц для предотвращения несчастных случаев. При обнаружении признаков потери устойчивости панелей демонтировать поврежденные элементы или разработать проект усиления и восстановления эксплуатационных качеств ограждающей конструкции.

2. Восстановить антикоррозионное покрытие арматуры панелей, предварительно очистив и обеспылив поверхность стержней. Применить цинконаполненный грунт ЦИНОЛ толщиной 100-120 мкм.

3. Зачеканить трещины раствором на саморасширяющем цементе, предварительно очистив от мусора, просушив и обеспылив трещины.

4. Удалить поврежденные участки бетона, зашкурить и обеспылить поверхность скола материала.

5. Восстановить поврежденные участки панели путем нанесения торкретбетона класса не менее класса основного материала. При больших площадях повреждения устроить опалубку и обетонировать поверхность панелей.

Рекомендации по дальнейшей эксплуатации металлических ферм:

1. Произвести расчет металлической фермы с учетом дефектов для выявления фактической несущей способности. При недостаточной несущей способности или обнаружении признаков потери устойчивости элементов ферм разработать проект усиления.

2. Очистить от грязи, рыхлой и отслаивающейся ржавчины скребками (или металлическими щетками) все элементы ферм, удалить масляные и жировые загрязнения; произвести абразивоструйную очистку от ржавчины и окалин (окислов), обеспылить поверхность.

3. Не позднее 24 часов после очистки нанести антикоррозионное покрытие на поверхности металлических элементов безвоздушным или пневматическим распылением, валиком или кистью.

Решение задания.

Пример решения практического занятия:

Исходные данные:

Задания для самостоятельного решения.

Таблица 1.11

Таблица соответствия выбора варианта:

I – предпоследняя цифра, II – последняя цифра номера зачетки

II I	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
1	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
2	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
3	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30

4	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
5	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
6	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
7	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
8	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
9	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10

Таблица 1.12

Исходные данные для выполнения работы

Вариант	Категория технического состояния конструкций							
	Колонны		Наружные стены			Стропильные конструкции - фермы		
	Железобетонные	Металлические	Кирпичные	Кирпичные с пилястрами	Навесные железобетонные	Железобетонные преднапряжённые	Металлические	Деревянные
1	3		4			4		
2		4		4			3	
3	2				4	4		
4		4	3					4
5	3			4		4		
6		2	4				3	
7	4			3		4		
8		3	4					4
9	4				3	4		
10		4	3				4	
11	3			4		4		

12		4			3			4
13	2		4				3	
14		2		4			4	
15	3				4	4		
16		3		4				4
17	4		2			4		
18		4			3		4	
19	4		3			4		
20		4		4				3
21	3			4		3		
22		2	4				4	
23	2			4		4		
24		3			4			4
25	3			4		3		
26		4	2				4	
27	4				3	4		
28		3	4					4
29	4			4			3	
30		3			4		4	

Таблица 1.13

Категории технического состояния конструкций зданий

Категория состояния	Описание технического состояния	Относительная надежность	Поврежденность	Стоимость ремонта С, %
1	2	3	4	5
1	Нормативное техническое состояние. Отсутствуют видимые повреждения. Выполняются все требования норм и проектной документации.	1	0	0

	Необходимости в ремонтных работах нет			
2	Работоспособное техническое состояние. Несущая способность конструкций обеспечена, требования норм по предельным состояниям II группы и долговечности могут быть нарушены, но обеспечиваются нормальные условия эксплуатации. Требуется устройство антикоррозионного покрытия, устранение мелких повреждений.	0,95	0,05	0-11
3	Ограниченно работоспособное состояние. Существующие повреждения свидетельствуют о снижении несущей способности и непригодности к эксплуатации конструкций. До проведения усиления необходимо ограничение действующих нагрузок. Эксплуатация возможна только после ремонта по устранению поврежденных конструкций и усиления.	0,75	0,25	12-90
4	Аварийное состояние. Существующие повреждения свидетельствуют о возможности обрушения конструкций. Требуется немедленная разгрузка и устройство временных креплений, стоек, подпорок, ограждения опасной зоны. Ремонт в основном проводится с заменой аварийных конструкций.	0,65	0,35	91-100

Таблица 1.14

Оценка состояния стальных конструкций по внешним признакам

Категория состояния	Признаки силовых воздействий на конструкцию	Признаки воздействия внешней среды на конструкцию
---------------------	---	---

1	2	3
1	Нет	Нет
2	Нет	Местами разрушено антикоррозионное покрытие. На отдельных участках коррозия отдельными пятнами с поражением до 5 % сечения. Местные погнутости от ударов транспортных средств и другие повреждения, приводящие к ослаблению сечения до 5 %
3	Прогибы изгибаемых элементов превышают 1/75 пролета. Потеря местной устойчивости конструкций (выпучивание стенок и поясов балок и колонн). Срез отдельных болтов или заклепок в многоболтовых соединениях.	Пластинчатая ржавчина с уменьшением площади сечения несущих элементов до 15 %. Местные погнутости от ударов транспортных средств и другие механические повреждения, приводящие к ослаблению сечения до 15 %. Погнутость узловых фасонок ферм. Коррозия с уменьшением расчетного сечения несущих элементов до 25 %. Трещины в сварных швах или в околошовной зоне. Механические повреждения, приводящие к ослаблению сечения до 25%. Отклонения ферм от вертикальной плоскости более 15 мм. Расстройство узловых соединений от проворачивания болтов или заклепок.
4	Прогибы изгибаемых элементов более 1/50 пролета. Потеря общей устойчивости балок или сжатых элементов. Разрыв отдельных растянутых элементов ферм. Наличие трещин в основном материале элементов.	Коррозия с уменьшением расчетного сечения и несущих элементов более 25 %. Расстройство стыков со взаимным смещением опор.

Таблица 1.15

Оценка состояния железобетонных конструкций по внешним признакам

Категория состояния	Признаки силовых воздействий на конструкцию	Признаки воздействия внешней среды на конструкцию
1	2	3
1	Волосяные трещины (до 0,1 мм)	Имеются отдельные раковины, выбоины.
2	Трещины в растянутой зоне бетона не превышают 0,3 мм	На отдельных участках с малой величиной защитного слоя проступают следы коррозии распределительной арматуры или хомутов. Шелушение ребер конструкций. На поверхности бетона мокрые или масляные пятна
3	Ширина раскрытия нормальных трещин в балках не более 1 мм и протяженность трещин более 3/4 высоты балки. Сквозные нормальные трещины в колоннах не более 0,5 мм. Прогибы изгибаемых элементов более 1/75 пролета.	Продольные трещины в бетоне вдоль арматурных стержней от коррозии арматуры. Коррозия арматуры до 15 % площади стержней. Бетон в растянутой зоне на глубине защитного слоя между стержнями арматуры легко крошится. Снижение прочности бетона до 30 %. Отслоение защитного слоя бетона и оголение арматуры.
4	Ширина раскрытия нормальных трещин в балках более 1 мм при протяженности трещин более 3/4 их высоты. Косые трещины, пересекающие опорную зону и зону анкеровки растянутой арматуры балок. Сквозные наклонные трещины в сжатых элементах. Хлопающие трещины в конструкциях, испытывающих знакопеременные воздействия. Выпучивание арматуры в сжатой	Оголение всего диаметра арматуры. Коррозия арматуры более 15 % сечения. Снижение прочности бетона более 30 %. Расстройство стыков.

	зоне колонн и балок. Разрыв отдельных стержней рабочей арматуры в растянутой зоне, разрыв хомутов в зоне наклонной трещины. Раздробление бетона в сжатой зоне. Прогибы изгибаемых элементов более 1/50 пролета при наличии трещин в растянутой зоне более 0,5 мм.	
--	--	--

Таблица 1.16

Оценка состояния каменных конструкций по внешним признакам.

Категория состояния	Признаки силовых воздействий на конструкцию	Признаки воздействия внешней среды на конструкцию
1	2	3
1	Трещины в отдельных кирпичах, не пересекающие растворные швы	-
2	Волосные трещины, пересекающие не более двух рядов кладки (длиной 15 - 18 см).	-
3	Вертикальные и косые трещины в несущих стенах на высоту не более четырех рядов кладки. Образование вертикальных трещин между продольными и поперечными стенами, разрывы или выдергивания отдельных стальных связей и анкеров крепления стен к колоннам и перекрытиям. Местное (краевое) повреждение кладки на глубину до 2 см под опорами ферм, балок и перемычек в виде трещин; вертикальные трещины по концам опор, пересекающие не более двух рядов кладки.	Размораживание и выветривание кладки, отслоение облицовки за глубину до 25 % толщины. Наклоны и выпучивание стен и фундаментов в пределах этажа не более чем на 1/6 их толщины. Смещение плит перекрытий на опорах не более 1/5 глубины заделки, но не более 2 см.

4	Вертикальные и косые трещины в несущих стенах и столбах на высоту более четырех рядов кладки. Отрыв продольных стен от поперечных в местах их пересечения, разрывы или выдергивания стальных связей и анкеров, крепящих стены к колоннам и перекрытиям. Повреждение кладки под опорами ферм, балок и перемычек в виде трещин, раздробления камня или смещения рядов кладки по горизонтальным швам на глубину более 2 см; образование вертикальных или косых трещин, пересекающих более двух рядов кладки.	Размораживание и выветривание кладки на глубину до 40 % толщины. Наклоны и выпучивание стен в пределах этажа на 1/3 их толщины и более смещение (сдвиг) стен, столбов и фундаментов по горизонтальным швам. Смещение плит перекрытий на опорах более 1/5 глубины заделки в стене.
---	--	---

Таблица 1.17

Оценка состояния деревянных конструкций по внешним признакам.

Категория состояния	Признаки силовых воздействий на конструкцию	Признаки воздействия внешней среды на конструкцию
1	2	3
1	-	Волосные усадочные трещины в конструкциях.
2	Ослабление креплений отдельных болтов, хомутов, скоб.	Большие щели между досками наката и балками перекрытия.
3	Продольные трещины в конструкциях. Сдвиги и отслоения в швах и в узлах конструкций заметные на глаз и частичные зазоры в сплоченных дощатых пакетах, между отдельными рабочими сдвигающимися поверхностями более 2 мм. Прогибы изгибаемых элементов превышают предельные значения СП. Глубокие	Следы протечек, мокрые пятна в конструкциях. Гниль в местах заделки балок в наружные стены. Гниль в мауэрлате, стропилах, обрешетке, накате, снижающая прочность до 25 %.

	трещины в элементах. Трещины, в работающих на скалывание торцах по ширине более 25 % от толщины элемента. Сильное обмятие и зазоры более 3 мм в рабочих поверхностях врубок. Смятие древесины вдоль волокон по линии болтов и нагелей на 1/2 их диаметра. Потеря местной устойчивости элементов конструкций. Прогибы изгибаемых элементов более 1/75 пролета.	
4	Прогибы изгибаемых элементов более 1/50 пролета. Быстроразвивающиеся деформации. Сквозные трещины в накладках стыков по линии болтов ферм. Надломы и разрушения отдельных конструкций. Скалывание врубок. Потеря устойчивости конструкций (поясов ферм, арок, колонн).	Поражение гнилью и жучком строительных конструкций, приводящих к снижению их прочности более 25 %.

Определение несущей способности железобетонной балки с учетом выявленных повреждений усиленной методом наращивания.

Методические указания к выполнению задания.

При выполнении практической работы необходимо определить несущую способность железобетонной балки, усиленной методом наращивания.

Условие задания.

Вариант исходных данных определяется по таблице 1.18. Используя исходные данные предоставленные в таблице 1.19, определить несущую способность железобетонной балки, усиленной методом наращивания.

Указания к выполнению.

При выполнении работы необходимо выполнить расчеты в указанной последовательности, используя материалы лекционных занятий, а также СП 63.13330.2018 «Бетонные и железобетонные конструкции», СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия».

Порядок расчета:

Определяем приведённые площади сечения сжатой и растянутой арматуры после усиления.

$$A_{s,red}=A_s+R_{s,ad}\cdot A_{s,ad}/R_s, \text{ см}^2; \quad (1.20)$$

$$A'_{s,red}=A'_s+R_{sc,ad}\cdot A'_{s,ad}/R_{sc}, \text{ см}^2; \quad (1.21)$$

где $A_{s,red}$, $A'_{s,red}$ – приведённые площади сечения сжатой и растянутой арматуры; A_s , A'_s – площади сжатой и растянутой арматуры конструкции до усиления; $A_{s,ad}$, $A'_{s,ad}$ – то же, элементов усиления; R_s , $R_{sc,ad}$ – расчётные сопротивления растяжению существующей арматуры и арматуры усиления; R_s , R_{sc} – то же, сжатию.

1. Определить вспомогательные размеры элемента.

$$h_0=h-x_2-5 \text{ см}, h_{0,ad}=h-a, \text{ см} \quad (1.22)$$

2. Определяем расстояние от центра тяжести существующей арматуры до центра тяжести растянутой арматуры элемента усиления. В соответствии со схемой (рис. 1.5).

$$a_{red}=(R_{s,ad}\cdot A_{s,ad}\cdot(h_{0,ad}-h_0))/(R_s\cdot A_s+R_{s,ad}\cdot A_{s,ad}), \text{ см} \quad (1.23)$$

где $h_{0,red}$ – расстояние от сжатой грани усиленного элемента до центра тяжести растянутой арматуры элемента усиления (рис. 1.5).

3. Определяется рабочая высота сечения $h_{0,red}$, равная сумме расстояния от сжатой грани сечения до центра тяжести существующей арматуры h_0 и расстояния от центра тяжести существующей арматуры до центра тяжести арматуры усиления a_{red} (см. рис. 1.5).

$$h_{0,red}=h_0+a_{red}, \text{ см} \quad (1.24)$$

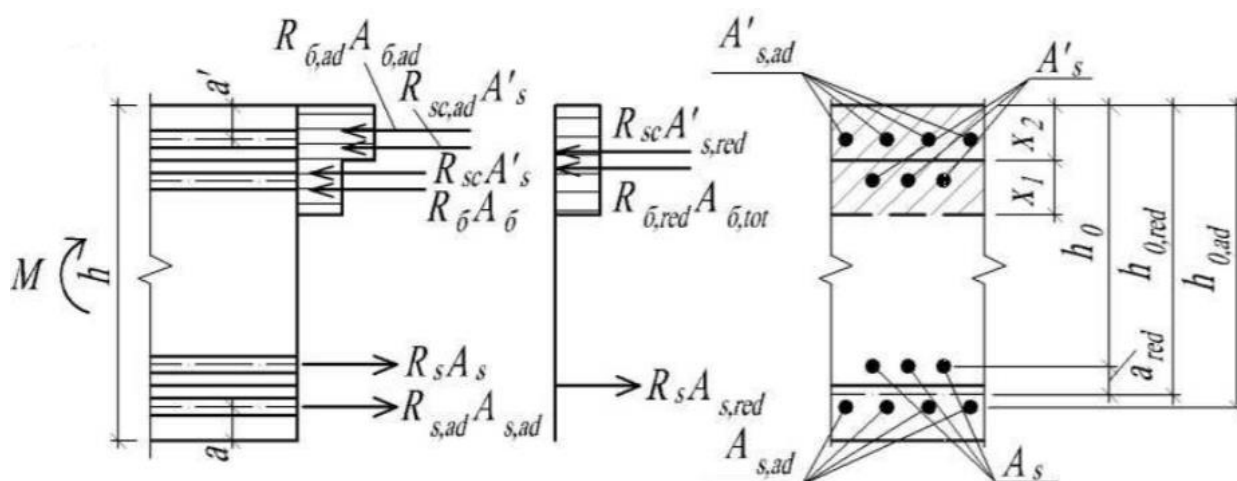


Рис. 1.5. Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси изгибаемого элемента, усиленного двухсторонним наращиванием

4. Определяется относительная высота сжатой зоны бетона.

$$\xi = (R_s \cdot A_{s,red} - R_{sc} \cdot A'_{s,red}) / (R_b \cdot b \cdot h_{0,red}), \quad (1.25)$$

где b – ширина усиливаемого элемента; R_b – расчётное сопротивление бетона сжатой зоны.

Следует иметь ввиду, что в случае расположения в сжатой зоне бетонов разных классов при определении ξ и ξ_R в расчётах принимается расчётное сопротивление бетона более низкого класса.

5. По СП 63.13330.2018 п. 8.1.6. (формула 8.1) определяем граничное значение относительной высоты сжатой зоны бетона ξ_R .

$$\xi_R = 0,8 / (1 + \xi_{s,el} / \xi_{b2}), \quad (1.26)$$

$$\xi_{s,el} = R_s / E_s, \quad (1.27)$$

где $\xi_{s,el}$ – относительная деформация растянутой арматуры при напряжениях, равных R_s , ξ_{b2} – относительная деформация сжатого бетона при напряжениях, равная 0,0035.

6. Определяется высота сжатой зоны x :

$$x = (R_s \cdot A_{s,red} - R_{sc} \cdot A'_{s,red}) / (b \cdot R_b), \text{ см} \quad (1.28)$$

7. Расчётное сопротивление сжатой зоны бетона усиленного элемента.

$$R_{b,red} = (R_s \cdot A_{s,red} - R_{sc} \cdot A'_{s,red}) / (x \cdot b), \text{ МПа} \quad (1.29)$$

8. Несущая способность усиленного элемента.

$$M_u = R_{b,red} \cdot b \cdot x \cdot (h_{0,red} - 0,5 \cdot x) + R_{sc} \cdot A'_{s,red} \cdot (h_{0,red} - a'), \text{ кН} \cdot \text{м} \quad (1.30)$$

9. Определяем несущую способность усиленного элемента по условию:

$$q \cdot l^2 / 8 \leq M_u \quad (1.31)$$

Решение задания.

Пример расчета:

Исходные данные:

Толщина защитного слоя $a_l=2,5$ см, высота, $h = 0,75$ м, $b=0,25$ м, распределенная нагрузка $q=110$ кН/м².

Характеристики балки до усиления: $R_b=11,5$ МПа, $\gamma_{b2}=0,9$ (коэффициент условий работы при продолжительном действии нагрузки), бетон марки В20, $R_{bt}=0,9$ (осевое растяжение), А300, $R_s=270$ МПа, $R_{sw}=255$ МПа, $R_{sc}=270$ МПа, $\xi_R=0,557$, $\alpha_R=0,411$, $A_s=1256$ мм² (4Ø20), $A'_s=804$ мм² (4Ø16), $\gamma_{b2}=0,1$, $x_2=12$ см.

После усиления балки (Рис. 1.6): бетон марки В25, $R_b=14,5$ МПа, А300, площадь арматуры $A_{s,ad}=1018$ мм² (4Ø18) и $A'_{s,ad}=308$ мм² (2Ø14). Нагрузка на усиливаемый элемент не превышала 65% от разрушающей нагрузки, следовательно, $\gamma_b = \gamma_s = 1$.

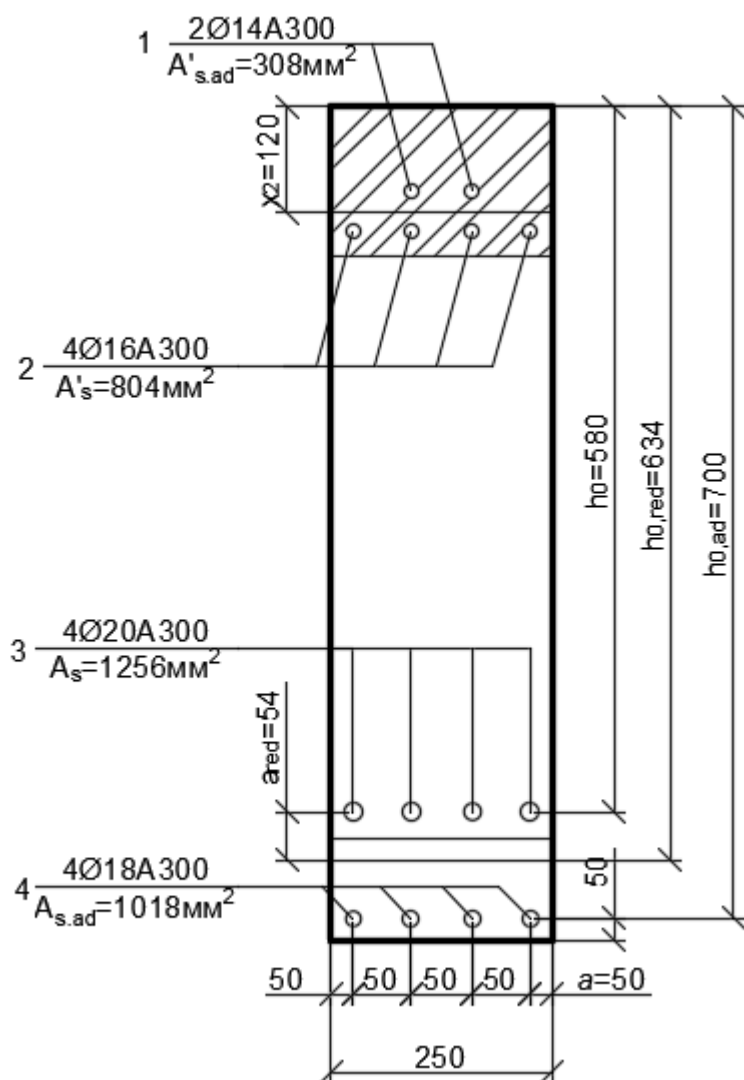


Рис. 1.6. Схема усиления балки.

1. Определение приведённых площадей сечения сжатой и растянутой арматуры после усиления.

$$A_{s,red}=12,56+270 \cdot 10,18/270=22,74 \text{ см}^2 \quad (1.32)$$

$$A'_{s,red}=8,04+270 \cdot 3,08/270=11,12 \text{ см}^2 \quad (1.33)$$

2. Определение вспомогательные размеров элемента.

$$h_0=75-12-5=58 \text{ см}, h_{0,ad}=75-5=70 \text{ см}. \quad (1.34)$$

3. Определение расстояния от центра тяжести существующей арматуры до центра тяжести растянутой арматуры элемента усиления.

$$a_{red}=(270 \cdot 10,18 \cdot (70-58))/(270 \cdot 12,56+270 \cdot 10,18)=5,4 \text{ см} \quad (1.35)$$

4. Определение рабочей высоты сечения $h_{0,red}$, которая равна сумме расстояния от сжатой грани сечения до центра тяжести существующей арматуры h_0 и расстояния от центра тяжести существующей арматуры до центра тяжести арматуры усиления a_{red} .

$$h_{0,red} = 58 + 5,4 = 63,4 \text{ см.} \quad (1.36)$$

5. Определение относительная высота сжатой зоны бетона.

$$\xi = (270 \cdot 2274 - 1112 \cdot 270) / (11,5 \cdot 250 \cdot 634) = 0,172. \quad (1.37)$$

6. Определение граничное значение относительной высоты сжатой зоны бетона ξ_R .

$$\xi_{s,el} = 270 / 2,0 \cdot 10^5 = 0,0135; \quad (1.38)$$

$$\xi_R = 0,8 / (1 + 0,0135 / 0,0035) = 0,577. \quad (1.39)$$

7. Определение высоты сжатой зоны x :

$$x = (270 \cdot 22,74 - 270 \cdot 11,12) / (11,5 \cdot 0,9 \cdot 25) = 12,1 \text{ см.} \quad (1.40)$$

Условие $x = 12,1 < \xi_R \cdot h_{0,red} = 36,6$ см выполняется.

Условие $x \leq x_2$, но т.к. разница мала, принимается $x^2 = x$, тогда нейтральная ось проходит по наращиваемому слою, тогда в (11) принимаем класс бетона усиления В25.

8. Расчетное сопротивление сжатой зоны бетона усиленного элемента.

$$R_{b,red} = (270 \cdot 22,74 - 270 \cdot 11,12) / (12,1 \cdot 25) = 10,37 \text{ МПа.} \quad (1.41)$$

9. Несущая способность усиленного элемента.

$$M_u = 10,37 \cdot 25 \cdot 12,1 \cdot (63,4 - 0,5 \cdot 12,1) + 270 \cdot 11,12 \cdot (63,4 - 5) = 355\,242,8 \text{ МПа} \cdot \text{см}^3 = 355,2428 \text{ кН} \cdot \text{м.} \quad (1.42)$$

10. Определение несущей способности усиленного элемента по условию:

$$110 \cdot 5^2 / 8 = 343,75 < M_u = 355,2428 \text{ кН} \cdot \text{м.} \quad (1.43)$$

Вывод: Несущая способность обеспечивается, усиления достаточно.

Задания для самостоятельного решения.

Таблица 1.18

Таблица соответствия выбора варианта:

I – предпоследняя цифра, II – последняя цифра номера зачетки

II I	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
1	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
2	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
3	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
4	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
5	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
6	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
7	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
8	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
9	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10

Таблица 1.19

Исходные данные для выполнения работы

Вариант	Сечение балки, м		Пролет балки l, м	Класс бетона	Площадь сжатой арматуры A_s , см ²	Площадь сжатой арматуры A'_s , см ²	Распределенная нагрузка q, кН/м ²
	h	b					
1	0,6	0,4	4,5	B25	15,2	8,04	150
2	0,7	0,3	5,2	B20	12,56	10,18	170

Вариант	Сечение балки, м		Пролет балки l, м	Класс бетона	Площадь сжатой арматуры A_s , см ²	Площадь сжатой арматуры A'_s , см ²	Распределенная нагрузка q, кН/м ²
	h	b					
3	0,5	0,25	6	B30	10,18	10,18	110
4	0,8	0,4	5,4	B25	12,56	8,04	120
5	0,6	0,35	5,2	B30	15,2	12,56	140
6	0,7	0,3	5,2	B20	12,56	10,18	120
7	0,5	0,25	6	B30	10,18	10,18	130
8	0,8	0,4	5,4	B25	12,56	8,04	110
9	0,6	0,4	4,5	B25	15,2	8,04	100
10	0,6	0,35	5,2	B30	15,2	12,56	100
11	0,7	0,3	5,2	B20	12,56	10,18	130
12	0,5	0,25	6	B30	10,18	10,18	110
13	0,8	0,4	5,4	B25	12,56	8,04	150
14	0,6	0,35	5,2	B30	15,2	12,56	140
15	0,7	0,3	5,2	B20	12,56	10,18	130
16	0,5	0,25	6	B30	10,18	10,18	140
17	0,8	0,4	5,4	B25	12,56	8,04	120
18	0,6	0,35	5,2	B30	15,2	12,56	100
19	0,7	0,3	5,2	B20	12,56	10,18	110
20	0,5	0,25	6	B30	10,18	10,18	130
21	0,8	0,4	5,4	B25	12,56	8,04	150
22	0,7	0,3	5,2	B20	12,56	10,18	150

Вариант	Сечение балки, м		Пролет балки l, м	Класс бетона	Площадь сжатой арматуры A_s , см ²	Площадь сжатой арматуры A'_s , см ²	Распределенная нагрузка q, кН/м ²
	h	b					
23	0,5	0,25	6	B30	10,18	10,18	150
24	0,8	0,4	5,4	B25	12,56	8,04	130
25	0,6	0,35	5,2	B30	15,2	12,56	140
26	0,7	0,3	5,2	B20	12,56	10,18	120
27	0,5	0,25	6	B30	10,18	10,18	100
28	0,7	0,3	5,2	B20	12,56	10,18	110
29	0,5	0,25	6	B30	10,18	10,18	130
30	0,8	0,4	5,4	B25	12,56	8,04	140

РАЗДЕЛ 2. ТЕХНИЧЕСКАЯ ЭКСПЛУАТАЦИЯ, РЕМОНТ И УСИЛЕНИЕ НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ ЗДАНИЙ

2.1. Практическое занятие №4. Ремонт и усиление столбчатого фундамента. Пример определения несущей способности отдельно стоящего фундамента под колонну.

Методические указания к выполнению задания.

При выполнении практической работы необходимо определить несущую способность отдельно стоящего фундамента под колонну.

Условие задания.

Вариант исходных данных определяется по таблице 2.5. Используя исходные данные, представленные в таблице 2.6, определить несущую способность отдельно стоящего фундамента под колонну.

Указания к выполнению.

При выполнении работы необходимо выполнить расчеты в указанной последовательности, используя материалы лекционных занятий, а также СП 63.13330.2018 «Бетонные и железобетонные конструкции», СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия».

Последовательность выполнения работы:

1. Исходные данные принимаются согласно вариантам таблицы 2.5;
2. Определить давление на грунт:

$$P_{\text{гр}} = \frac{N}{A_f} \quad (2.1)$$

где N – продольная сила;

A_f – площадь фундамента.

3. Должно выполняться условие:

$$P_{\text{гр}} < P_0 \quad (2.2)$$

где P_0 – расчетное сопротивление грунта;

4. Определить соответствие рабочей высоты нижней ступени фундамента условию продавливания, поперечная сила будет равна:

$$Q_1 = 0,5(a - h - 2h_0)P_{гр} \quad (2.3)$$

где a – размер подошвы;

h – высота сечения колонны;

h_0 – рабочая высота фундамента;

5. Определить минимальное поперечное усилие, воспринимаемое бетоном:

$$Q_b = \varphi_{b3}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt}\gamma_{b2}b_{cm}h_0 \quad (2.4)$$

где $\varphi_{b3} = 0.6$ для тяжелого бетона;

$\varphi_f = 0$ – для плит сплошного сечения;

$\varphi_n = 0$ – в виду отсутствия продольных сил;

R_{bt} – расчетное сопротивление бетона растяжению;

$\gamma_{b2} = 0.9$

b_{cm} - рабочая высота нижней ступени.

6. Должно выполняться условием:

$$Q_1 < Q_b \quad (2.5)$$

7. Определение расчетной продавливающей силы:

$$F = N \cdot 10^3 - A_{of}P_{гр} \cdot 10^{-1} \quad (2.6)$$

где $A_{of} = (h + 2h_0)$ - площадь основания пирамиды;

8. Определение расчета на продавливание выполняются по условию:

$$F \leq \varphi_b R_{bt} h_0 U_m \quad (2.7)$$

где φ_b - коэффициент, принимаемый равным 1 для тяжелых бетонов,

$U_m = 4(h + h_0)$ - среднеарифметическое между параметрами верхнего и нижнего основания пирамиды;

Таблица 2.1

Сортамент арматуры

Диаметр арматуры, мм	Площадь поперечного сечения, см ²	Масса, кг/м
10	0,785	0,617

Диаметр арматуры, мм	Площадь поперечного сечения, см ²	Масса, кг/м
12	1,131	0,888
14	1,540	1,210
16	2,010	1,580
18	2,540	2,000
20	3,140	2,470
22	3,800	2,980
25	4,910	3,850
28	6,160	4,830
32	8,040	6,310
36	10,180	7,990
40	12,570	9,870

Таблица 2.2

Коэффициент φ_b при H/h								
H/h	6	8	10	12	14	16	18	20
φ_b	0,92	0,91	0,89	0,86	0,82	0,76	0,69	0,61

Примечания: Коэффициент φ_b при промежуточных величинах гибкостей определяется по интерполяции.

Таблица 2.3

Коэффициент φ_{sb} при H/h

H/h	6	8	10	12	14	16	18	20
φ_{sb}	0,92	0,91	0,90	0,89	0,87	0,84	0,79	0,74

Примечания: Коэффициент φ_{sb} при промежуточных величинах гибкостей определяется по интерполяции.

Таблица 2.4

Класс арматуры	Значение расчетного сопротивления арматуры, МПа	
	Растяжению R_s	Сжатию R_{sc}
A240	210	210
A400	350	350
A500	435	435
A600	520	470
A800	695	500

Решение задания.

Пример расчета:

Исходные данные:

Габариты железобетонного фундамента стаканного типа $a=1,5\text{м}$, $b=1,5\text{м}$, $h=0,5\text{м}$;

Расчетное сопротивление грунта $R=672\text{ кПа}$;

Защитный слой равен 4 см;

Средний вес грунта 20 кН/М³;

Класс бетона В25;

Глубина заложения основания 1,5 м;

Продольная сила $N=1010\text{ кН}$;

Сечение колонны 0,5х0,5 м;

Диаметр рабочей арматуры в колонне – 16 мм;

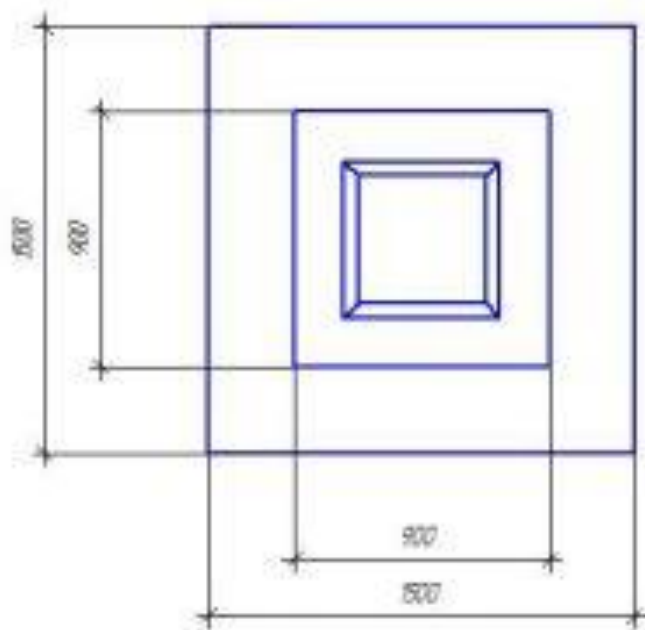


Рис. 2.1. Схема столбчатого фундамента

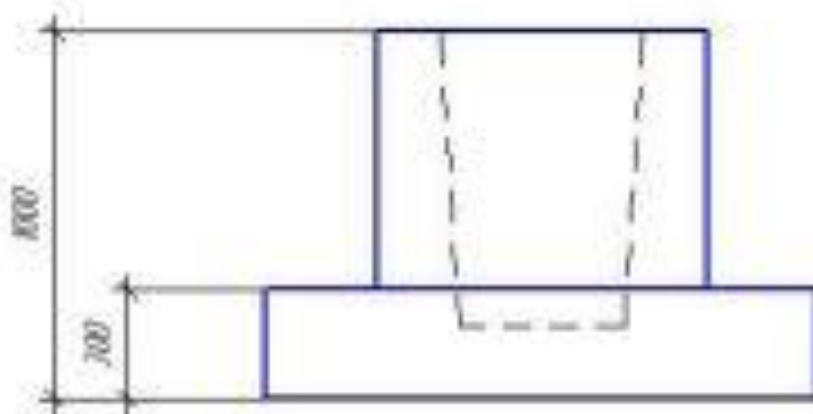


Рис. 2.2. Сечение столбчатого фундамента

Определение давление на грунт:

$$P_{\text{гр}} = \frac{N}{A_f} = \frac{1010}{2,25} = 449 \text{ кПа} \quad (2.8)$$

где N – продольная сила;

A_f – площадь фундамента.

Проверка Условия:

$$449 \text{ кПа} < 672 \text{ кПа} - \text{условие выполняется.} \quad (2.9)$$

где P_o – расчетное сопротивление грунта;

Определение соответствия рабочей высоты нижней ступени фундамента условию продавливания, поперечная сила будет равна:

$$Q_1 = 0,5(a - h - 2h_0)P_{гр} = 0,5(1,5 - 0,5 - 2 \cdot 0,96) \cdot 449 = -206 \text{ кН} < 0 \quad (2.10)$$

где $h_0 = H - a_3 = 100 - 4 = 96$ рабочая высота фундамента.

h – высота сечения колонны;

Определение минимального поперечного усилия, воспринимаемое бетоном:

$$Q_b = \varphi_{b3}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt}\gamma_{b2}b_{cm}h_0 = 0,6(1 + 0 + 0) \cdot 1,05(100) \cdot 0,9 \cdot 26 \cdot 96 = 141523 \text{ Н} = 142 \text{ кН} \quad (2.11)$$

где $\varphi_{b3} = 0.6$ для тяжелого бетона;

$\varphi_f = 0$ – для плит сплошного сечения;

$\varphi_n = 0$ – в виду отсутствия продольных сил;

R_{bt} – расчетное сопротивление бетона растяжению;

$\gamma_{b2} = 0.9$

$b_{cm} = 300 - 40 = 260 \text{ мм} = 26 \text{ см}$ – рабочая высота нижней ступени

Проверка условия:

$$-206 \text{ кН} < 142 \text{ кН} - \text{условие выполняется.} \quad (2.12)$$

Определение расчетной продавливающей силы:

$$\begin{aligned} F &= N \cdot 10^3 - A_{of} P_{гр} \cdot 10^{-1} = \\ &= 1010 \cdot 10^3 - 58564 \cdot 449 \cdot 10^{-1} < 0 \end{aligned} \quad (2.13)$$

где $A_{of} = (h + 2h_0)^2 = (50 + 2 \cdot 96)^2 = 58564 \text{ см}^2$ - площадь основания пирамиды.

Определение расчета на продавливание выполняются по условию:

$$F \leq \varphi_b R_{bt} h_0 U_m = 1 \cdot 1,05(100) \cdot 96 \cdot 584 = 5886,72 \cdot 10^3 \text{ Н} \quad (2.14)$$

где $\varphi_b = 1$ для тяжелых бетонов,

$U_m = 4(h + h_0) = 4(50 + 96) = 584 \text{ см}$ - среднеарифметическое между параметрами верхнего и нижнего основания пирамиды.

Вывод: условие на продавливание фундамента удовлетворяются.

Задания для самостоятельного решения.

Таблица 2.5

Таблица соответствия выбора варианта:

I – предпоследняя цифра, II – последняя цифра номера зачетки

$\begin{matrix} \text{II} \\ \text{I} \end{matrix}$	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
1	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
2	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
3	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
4	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
5	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
6	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
7	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
8	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
9	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10

Таблица 2.6

Исходные данные для выполнения работы

Вариант	Габариты фундамент $a \times b$, м, ($a=b$)	Глубина заложения фундамента , м	Класс бетон а	Сечение колонны , м	Диаметр рабочей арматуры в колонне, мм	Продольная сила N, кН
1	1,5	1.4	B15	0.4x0.5	16	1000
2	2.0	1.5	B20	0.3x0.3	16	1050
3	1.7	1.6	B25	0.3x0.4	16	850
4	1.3	1.7	B30	0.4x0.4	16	800

Вариант	Габариты фундамент а $a \times b$, м, ($a=b$)	Глубина заложения фундамента , м	Класс бетон а	Сечение колонны , м	Диаметр рабочей арматуры в колонне, мм	Продольная сила N, кН
5	1.4	1.8	B35	0.4x0.5	16	850
6	2.1	1.9	B15	0.5x0.5	16	900
7	1,5	1.4	B25	0.4x0.5	16	1100
8	1.7	1.6	B20	0.3x0.4	16	900
9	2.1	1.9	B35	0.5x0.5	16	800
10	1.3	1.7	B30	0.4x0.4	16	800
11	1.4	1.8	B35	0.4x0.5	16	850
12	2.1	1.9	B15	0.5x0.5	16	900
13	1,5	1.4	B25	0.4x0.5	16	1100
14	1.7	1.6	B20	0.3x0.4	16	900
15	2.1	1.9	B35	0.5x0.5	16	800
16	1.3	1.7	B30	0.4x0.4	16	800
17	1.4	1.8	B35	0.4x0.5	16	850
18	1,5	1.4	B15	0.4x0.5	16	1000
19	2.0	1.5	B20	0.3x0.3	16	1050
20	1,5	1.4	B25	0.4x0.5	16	1100

Вариант	Габариты фундамент $a \times b$, м, $(a=b)$	Глубина заложения фундамента , м	Класс бетона	Сечение колонны , м	Диаметр рабочей арматуры в колонне, мм	Продольная сила N, кН
21	1.7	1.6	B20	0.3x0.4	16	900
22	2.1	1.9	B35	0.5x0.5	16	800
23	1.3	1.7	B30	0.4x0.4	16	800
24	1.7	1.6	B25	0.3x0.4	16	850
25	1.3	1.7	B30	0.4x0.4	16	800
26	2.0	1.5	B20	0.3x0.3	16	1050
27	1.4	1.8	B35	0.4x0.5	16	850
28	1,5	1.4	B15	0.4x0.5	16	1000
29	2.0	1.5	B20	0.3x0.3	16	1050
30	1.3	1.7	B30	0.4x0.4	16	800

2.2. ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ №5. Ремонт и усиление ленточного фундамента. Выбор исходных данных для проектирования ремонта (усиления) несущей конструкции. Сбор нагрузок и поверочный расчёт ленточного железобетонного фундамента. Определение требуемой ширины подошвы фундамента. Расчет усиления железобетонного ленточного фундамента.

Методические указания к выполнению задания.

При выполнении практической работы необходимо выполнить следующие расчеты:

- сбор нагрузок на основание ленточного фундамента;
- поверочный расчет основания ленточного фундамента;
- расчет требуемой ширины подошвы ленточного фундамента.

Условие задания.

Вариант исходных данных определяется по таблице 2.13. Используя исходные данные предоставленные в таблицах 2.14, выполнить сбор нагрузок на основание ленточного фундамента, поверочный расчет основания ленточного фундамента, расчет требуемой ширины подошвы.

Указания к выполнению.

При выполнении работы необходимо выполнить расчеты в указанной последовательности, используя материалы лекционных занятий, а также СП 22.13330.2016 «Основания зданий и сооружений», СП 50-101-2004 «Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений», СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия».

Общая нагрузка на основание ленточного фундамента складывается из следующих нагрузок:

- покрытия;
- междуэтажные перекрытия;
- подвальное перекрытие (при наличии подвала);
- вертикальные конструкции (стены, колонны);

– собственный вес фундамента.

Для того, чтобы перенести перечисленные выше нагрузки на фундамент необходимо знать грузовую площадь. Грузовая площадь - это площадь, с которой на конструкцию передается равномерно распределенная нагрузка q . Например для здания с двумя несущими стенами, расположенными на расстоянии 5 метров друг от друга и, на которые опирается перекрытие, грузовая площадь для каждой стены будет равна $2,5\text{ м} \cdot 1\text{ м} = 2,5\text{ м}^2$ (см. рис. 2.3).

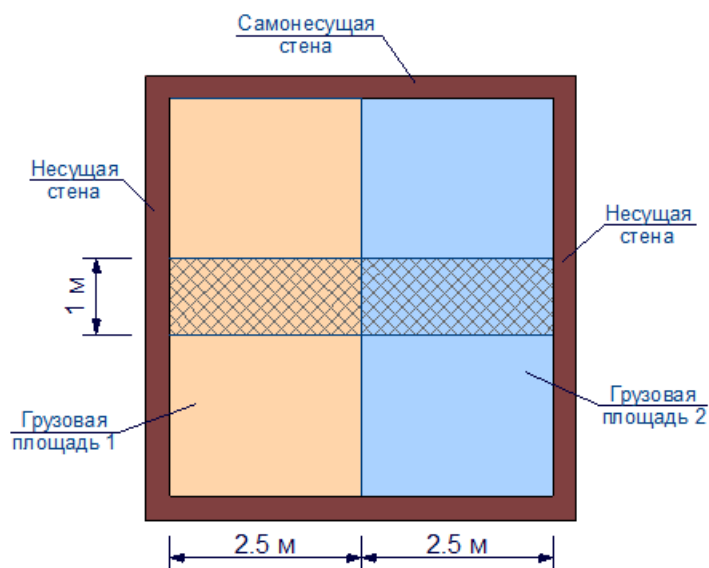


Рис. 2.3. Схема определения грузовой площади ленточного фундамента (поперечные несущие стены)

Если у рассматриваемого здания несущими являются продольные и поперечные наружные стены, то грузовая площадь собирается как показано на рисунке 2.4.

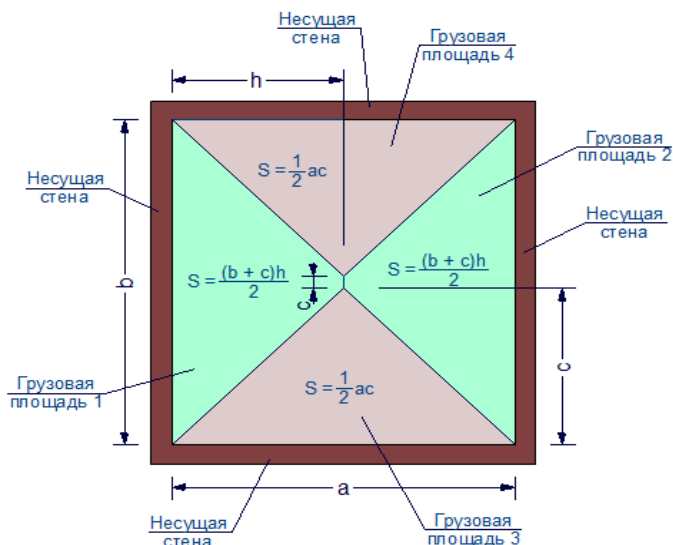


Рис. 2.4. Схема определения грузовой площади ленточного фундамента (продольные и поперечные несущие стены)

При наличии внутренних несущих стен необходимо сложить 2 грузовых площади с каждого полупролета.

В зависимости от продолжительности действия нагрузок следует различать постоянные P_d и временные (длительные P_l , кратковременные P_t , особые P_s) нагрузки.

Нагрузки, возникающие при изготовлении, хранении и перевозке конструкций, а также при возведении сооружений, следует учитывать в расчетах как кратковременные.

К постоянным P_d нагрузкам следует относить:

- а) вес частей сооружений, в том числе несущих и ограждающих строительных конструкций;
- б) вес и давление грунтов (насыпей, засыпок), горное давление;
- в) гидростатическое давление.

Сохраняющиеся в конструкции или основании усилия от предварительного напряжения следует учитывать в расчетах как усилия от постоянных нагрузок.

К длительным длительные P_l нагрузкам следует относить:

- а) вес временных перегородок, подливок и подбетонок под оборудование;
- б) вес стационарного оборудования: станков, аппаратов, моторов, емкостей, трубопроводов с арматурой, опорными частями и изоляцией, ленточных конвейеров, постоянных подъемных машин с их канатами и направляющими, а также вес жидкостей и твердых тел, заполняющих оборудование;
- в) давление газов, жидкостей и сыпучих тел в емкостях и трубопроводах, избыточное давление и разрежение воздуха, возникающее при вентиляции шахт;
- г) нагрузки на перекрытия от складироваемых материалов и стеллажного оборудования в складских помещениях, холодильниках, зернохранилищах, книгохранилищах, архивах и подобных помещениях;
- д) температурные технологические воздействия от стационарного оборудования;

- е) вес слоя воды на плоских водонаполненных покрытиях;
- ж) вес отложений производственной пыли, если не предусмотрены соответствующие мероприятия по ее удалению;
- и) пониженные нагрузки от оборудования, людей, животных и транспортных средств на перекрытия жилых, общественных и сельскохозяйственных зданий, от мостовых и подвесных кранов, снеговых, температурных климатических воздействий;
- к) воздействия, обусловленные деформациями основания, не сопровождающимися коренным изменением структуры грунта, а также оттаиванием вечномёрзлых грунтов;
- л) воздействия, обусловленные изменением влажности, усадкой и ползучестью материалов.

К кратковременным нагрузкам P_t следует относить:

- а) нагрузки от оборудования, возникающие в пускоостановочном, переходном и испытательном режимах, а также при его перестановке или замене;
 - б) вес людей, ремонтных материалов в зонах обслуживания и ремонта оборудования;
 - в) нагрузки от людей, животных, оборудования на перекрытия жилых, общественных и сельскохозяйственных зданий с полными нормативными значениями;
 - г) нагрузки от подвижного подъемно-транспортного оборудования (погрузчиков, электрокаров, кранов-штабелеров, тельферов, а также от мостовых и подвесных кранов с полным нормативным значением), включая вес транспортируемых грузов;
 - д) нагрузки от транспортных средств;
 - е) климатические (снеговые, ветровые, температурные и гололедные),
- 5.6 К особым особые P_s нагрузкам следует относить:
- а) сейсмические;
 - б) взрывные;

в) ударные, в том числе нагрузки от столкновений транспортных средств с частями сооружения;

г) нагрузки, вызываемые резкими нарушениями технологического процесса, временной неисправностью или поломкой оборудования;

д) воздействия, обусловленные деформациями основания, сопровождающимися коренным изменением структуры грунта (например, при замачивании просадочных грунтов) или оседанием его в районах горных выработок и в карстовых районах;

е) нагрузки, обусловленные пожаром;

ж) климатические (снеговые, ветровые, температурные и гололедные) нагрузки, действие которых может привести к аварийной расчетной ситуации.

Другие типы особых воздействий устанавливаются в нормах проектирования конструкций и оснований.

Сочетания нагрузок. Расчет конструкций и оснований по предельным состояниям 1-й и 2-й групп следует выполнять с учетом неблагоприятных сочетаний нагрузок или соответствующих им усилий.

Эти сочетания устанавливаются из анализа реальных вариантов одновременного действия различных нагрузок для рассматриваемой стадии работы конструкции или основания.

В зависимости от учитываемого состава нагрузок следует различать:

а) основные сочетания нагрузок, состоящие из постоянных, длительных и кратковременных: $C_m = P_d + (\psi_{11}P_{11} + \psi_{12}P_{12} + \psi_{13}P_{13} + \dots) + (\psi_{21}P_{21} + \psi_{22}P_{22} + \psi_{23}P_{23} + \dots)$

б) особые сочетания нагрузок, состоящие из постоянных, длительных, кратковременных и одной из особых нагрузок: $C_s = C_m + P_s$

где C_m - нагрузка для основного сочетания;

C_s - нагрузка для особого сочетания;

$\psi_{ii}(i=1, 2, 3)$ - коэффициенты сочетаний для длительных нагрузок;

$\psi_{ii}(i=1, 2, 3)$ - коэффициенты сочетаний для кратковременных нагрузок.

Для основных и особых сочетаний нагрузок, за исключением случаев, оговоренных в нормах проектирования сооружений в сейсмических районах и в нормах проектирования конструкций и оснований, коэффициент сочетаний длительных нагрузок ψ_l определяется следующим образом: $\psi_{l1} = 1,0$; $\psi_{l2} = \psi_{l3} = \dots = 0,95$

где ψ_{l1} - коэффициент сочетаний, соответствующий основной по степени влияния длительной нагрузке;

ψ_{l2}, ψ_{l3} - коэффициенты сочетаний для остальных длительных нагрузок.

Для основных сочетаний необходимо использовать следующие значения коэффициентов сочетаний кратковременных нагрузок: $\psi_{t1} = 1,0$; $\psi_{t2} = 0,9$; $\psi_{t3} = \psi_{t4} = \dots = 0,7$

где ψ_{t1} - коэффициент сочетаний, соответствующий основной по степени влияния кратковременной нагрузке;

ψ_{t2} - коэффициент сочетаний, соответствующий второй кратковременной нагрузке;

ψ_{t3}, ψ_{t4} - коэффициенты сочетаний для остальных кратковременных нагрузок.

Для особых сочетаний, необходимо использовать следующие значения коэффициентов сочетаний кратковременных нагрузок: $\psi_{t1} = 0,5$, $\psi_{t2} = \psi_{t3} = \dots = 0,3$

где ψ_{t1} - коэффициент сочетаний, соответствующий первой кратковременной нагрузке;

ψ_{t2}, ψ_{t3} - коэффициенты сочетаний для остальных кратковременных нагрузок.

Другие значения коэффициентов сочетаний кратковременных нагрузок допускается устанавливать в нормативных документах на проектирование конструкций и оснований.

При учете сочетаний нагрузок в соответствии с 6.3-6.5 за одну временную нагрузку следует принимать:

а) нагрузку одного вида от одного источника (давление или разрежение в емкости, снеговую, ветровую, гололедную нагрузки, температурные климатические воздействия, нагрузку от одного погрузчика, электрокара, мостового или подвесного крана).

Основными характеристиками нагрузок являются их расчетные или нормативные значения, устанавливаемые соответствующими нормами проектирования или заданиями на проектирование.

Расчетное значение нагрузки в тех случаях, когда установлено ее нормативное значение, определяют умножением нормативного значения на коэффициент надежности по нагрузке.

Коэффициент надежности по нагрузке учитывает возможное отклонение нагрузок в неблагоприятную (большую или меньшую) сторону от их нормативных значений.

Значения коэффициентов надежности по нагрузке могут быть различными для различных предельных состояний и различных расчетных ситуаций.

Расчетные значения нагрузок и воздействий, зависящих от территориальных климатических условий (снеговые и ветровые нагрузки, воздействия температуры и др.), допускается определять непосредственно по расчетному периоду их повторяемости, который может зависеть от предельного состояния.

При расчете строительных объектов по второй группе предельных состояний расчетные значения кратковременных нагрузок могут устанавливаться с учетом допустимого времени нарушения условий нормальной эксплуатации строительного объекта.

Расчетные значения особых нагрузок устанавливают в соответствующих нормативных документах и заданиях на проектирование с учетом возможных социальных и материальных потерь в случае разрушения сооружений и необходимых мер по предотвращению их разрушения.

Расчетные сочетания нагрузок. Для каждой расчетной ситуации необходимо учитывать все возможные неблагоприятные расчетные сочетания нагрузок, которые следует устанавливать на основе результатов анализа всех реальных вариантов одновременного действия различных нагрузок и с учетом реализации различных схем приложения кратковременных нагрузок или отсутствия некоторых из них.

Вероятность одновременного достижения несколькими нагрузками их расчетных значений, соответствующая вероятности достижения одной нагрузкой ее расчетного значения, учитывается коэффициентами сочетаний нагрузок, значение которых не должно превышать 1,0.

В зависимости от учитываемой комбинации нагрузок следует различать:

- а) основные сочетания нагрузок, состоящие из постоянных, длительных и (или) кратковременных нагрузок;
- б) особые сочетания нагрузок, включающие в себя особые и аварийные нагрузки и воздействия.

В особых сочетаниях кратковременные нагрузки допускается не учитывать, если в нормах проектирования конструкций не приведены иные требования.

Расчетные сочетания нагрузок и численные значения коэффициентов сочетаний устанавливают в нормативных документах по назначению нагрузок.

Равномерно распределенные нагрузки. Нормативные значения равномерно распределенных кратковременных нагрузок на плиты перекрытий, лестницы и полы на грунтах приведены в таблицах 2.7, 2.8

Нормативные значения нагрузок на ригели и плиты перекрытий от веса временных перегородок следует принимать в зависимости от их конструкции, расположения и характера опирания на перекрытия и стены. Указанные нагрузки допускается учитывать как равномерно распределенные добавочные нагрузки, принимая их нормативные значения на основании расчета для предполагаемых схем размещения перегородок, но не менее 0,5 кПа.

Нормативные значения горизонтальных нагрузок на поручни перил лестниц и балконов следует принимать:

а) для жилых зданий, дошкольных организаций, домов отдыха, санаториев, больниц и других лечебных учреждений - 0,5 кН/м;

б) для трибун и спортивных залов - 1,5 кН/м;

в) для других зданий и помещений - 0,8 кН/м или по заданию на проектирование;

г) для обслуживающих площадок, мостиков, ограждений крыш, предназначенных для непродолжительного пребывания людей, нормативное значение горизонтальной нагрузки на поручни перил следует принимать 0,3 кН/м, если по заданию на проектирование на основании технологических решений не требуется большее значение нагрузки.

Коэффициенты надежности по нагрузке γ_f для равномерно распределенных нагрузок следует принимать:

1,3 - при полном нормативном значении менее 2,0 кПа;

1,2 - при полном нормативном значении 2,0 кПа и более.

Для нагрузок, следует принимать коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f=1,2$.

Решение задания.

Исходные данные для расчетов:

Трехэтажное жилое здание, расположенное в г. Кострома, что соответствует IV снеговому району.

Таблица 2.7

Состав покрытия

№ п/п	Наименование	Плотность, кг/м ³	Толщина, мм
1	Рулонное кровельное покрытие	1000	25
2	Стяжка цементно-песчаная	1900	30

3	Керамзит	600	100
4	Экструзионный пенополистирол	35	100
5	Монолитная железобетонная плита	2500	220

Таблица 2.8

Состав междуэтажного перекрытия

№ п/п	Наименование	Плотность, кг/м ³	Толщина, мм
1	Паркетная доска	600	20
2	ДВП-Т-4	800	5
3	ДВП-М-12 в два слоя	800	24
4	Монолитная железобетонная плита	2500	220

Таблица 2.9

Конструкция стен

№ п/п	Наименование	Плотность, ρ , кг/м ³	Толщина δ_c , мм	Высота стены, Н, м
1	Кирпичная стена	1800	510	12

Конструкция фундамента приведена на рисунке 2.5.

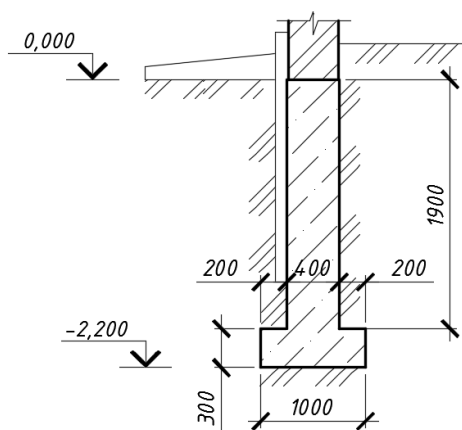


Рис. 2.5. Монолитный железобетонный ленточный фундамент

$b = 1000$ мм – ширина подошвы фундамента;

$h_n = 300$ мм – высота подошвы фундамента;

$h_c = 1900$ мм – высота стенки фундамента;

$b_c = 400$ мм – ширина стенки фундамента;

$A = 2,5$ м² – грузовая площадь.

Подстилающим грунтом под фундаментом здания является песок средней крупности. Плотность грунта – 1,63 г/см³, удельное сцепление – 0 кПа, угол внутреннего трения – 29°.

Сбор нагрузок на основание ленточного фундамента:

Нагрузки от конструкции покрытия:

1. Нормативная нагрузка от рулонного кровельного покрытия плотностью $\rho_1 = 1000$ кг/м³ (10 кН/м³) и толщиной $\delta_1 = 25$ мм = 0,025 м составляет:

$$q_1'' = \rho_1 \cdot \delta_1 \cdot \gamma_n = 10 \cdot 0,025 \cdot 1 = 0,25 \text{ кН} / \text{м}^2 \quad (2.15)$$

2. Нормативная нагрузка от цементно-песчаной стяжки плотностью $\rho_2 = 1900$ кг/м³ (19 кН/м³) и толщиной $\delta_2 = 30$ мм = 0,03 м составляет:

$$q_2'' = \rho_2 \cdot \delta_2 \cdot \gamma_n = 19 \cdot 0,03 \cdot 1 = 0,57 \text{ кН} / \text{м}^2 \quad (2.16)$$

3. Нормативная нагрузка от керамзита плотностью $\rho_3 = 600$ кг/м³ (6 кН/м³) и толщиной $\delta_3 = 100$ мм = 0,1 м составляет:

$$q_3'' = \rho_3 \cdot \delta_3 \cdot \gamma_n = 6 \cdot 0,1 \cdot 1 = 0,6 \text{ кН} / \text{м}^2 \quad (2.17)$$

4. Нормативная нагрузка от экструзионного пенополистирола плотностью $\rho_4 = 35 \text{ кг/м}^3$ ($0,35 \text{ кН/м}^3$) и толщиной $\delta_4 = 100 \text{ мм} = 0,1 \text{ м}$ составляет:

$$q_4'' = \rho_4 \cdot \delta_4 \cdot \gamma_n = 0,35 \cdot 0,1 \cdot 1 = 0,035 \text{ кН / м}^2 \quad (2.18)$$

5. Нормативная нагрузка от монолитной железобетонной плиты плотностью $\rho_5 = 2500 \text{ кг/м}^3$ ($25,0 \text{ кН/м}^3$) и толщиной $\delta_5 = 220 \text{ мм} = 0,22 \text{ м}$ составляет:

$$q_5'' = \rho_5 \cdot \delta_5 \cdot \gamma_n = 25 \cdot 0,22 \cdot 1 = 5,28 \text{ кН / м}^2 \quad (2.19)$$

Суммарная нормативная нагрузка составляет:

$$q'' = q_1'' + q_2'' + q_3'' + q_4'' = 0,25 + 0,57 + 0,035 + 5,5 = 6,95 \text{ кН / м}^2 \quad (2.20)$$

Расчетное значение нагрузки получаем путем умножения ее нормативного значения на коэффициент надежности по нагрузке γ_t , принимаемый по СП 20.13330.2016.

Теперь определим значение нормативной снеговой нагрузки.

В соответствии с СП 20.13330.2016 для IV снегового района вес снегового покрова на 1 м^2 составляет $2,4 \text{ кПа}$.

$$S_0 = 0,7 \cdot S_g = 0,7 \cdot 4,4 = 1,68 \text{ кН / м}^2 \quad (2.21)$$

Расчетные значения нагрузок представлены в таблице 2.10.

Таблица 2.10

Нагрузка на 1 м^2 покрытия

*Постоянные
нагрузки:*

№ п/п	Вид нагрузки	Плотность, кг/м ³	Толщина, мм	Нормативное значение кН/м ²	γ_t	Расчетное значение кН/м ²
1	Рулонное кровельное покрытие	1000	25	0,25	1,2	0,3
2	Стяжка цементно-песчаная	1900	30	0,57	1,1	0,627
3	Керамзит	600	100	0,6	1,2	0,72
4	Экструзионный пенополистирол	35	100	0,035	1,2	0,042
5	Монолитная железобетонная плита	2500	220	5,5	1,1	6,05

	ВСЕГО:		6,95		7,739
--	---------------	--	-------------	--	--------------

Полезные нагрузки:

Временная нагрузка (см. СП 20.13330.2016).

№ п/п	Вид нагрузки	Вес снегового покрова S_g , кПа		Нормативн ое значение кН/м ²	γ_f	Расчет ное значен ие кН/м ²
1	Снеговая нагрузка	2,4		1,68	1,4	2,35
	ИТОГО:			1,68		2,35
		ОБЩАЯ НАГРУЗКА:		8,64		10,09

Нагрузки от конструкции междуэтажных перекрытий:

Жилые здания относятся ко II уровню ответственности, следовательно, коэффициент надежности по ответственности $\gamma_n = 1,0$.

1. Нормативная нагрузка от паркетной доски плотностью $\rho_1 = 600 \text{ кг/м}^3$ (6,0 кН/м³) и толщиной $\delta_1 = 20 \text{ мм} = 0,02 \text{ м}$ составляет:

$$q_1'' = \rho_1 \cdot \delta_1 \cdot \gamma_n = 6 \cdot 0,02 \cdot 1 = 0,12 \text{ кН} / \text{м}^2 \quad (2.22)$$

2. Нормативная нагрузка от плиты ДВП-Т-4 плотностью $\rho_2 = 800 \text{ кг/м}^3$ (8,0 кН/м³) и толщиной $\delta_2 = 5 \text{ мм} = 0,005 \text{ м}$ составляет:

$$q_2'' = \rho_2 \cdot \delta_2 \cdot \gamma_n = 8 \cdot 0,005 \cdot 1 = 0,04 \text{ кН} / \text{м}^2 \quad (2.23)$$

3. Нормативная нагрузка от плиты ДВП-М-12 плотностью $\rho_3 = 800 \text{ кг/м}^3$ (8,0 кН/м³) и толщиной $\delta_3 = 24 \text{ мм} = 0,024 \text{ м}$ составляет:

$$q_3'' = \rho_3 \cdot \delta_3 \cdot \gamma_n = 8 \cdot 0,024 \cdot 1 = 0,192 \text{ кН} / \text{м}^2 \quad (2.24)$$

4. Нормативная нагрузка от монолитной железобетонной плиты плотностью $\rho_4 = 2500 \text{ кг/м}^3$ (25,0 кН/м³) и толщиной $\delta_4 = 220 \text{ мм} = 0,22 \text{ м}$ составляет:

$$q_4'' = \rho_4 \cdot \delta_4 \cdot \gamma_n = 25 \cdot 0,22 \cdot 1 = 5,5 \text{ кН} / \text{м}^2 \quad (2.25)$$

Суммарная нормативная нагрузка составляет:

$$q'' = q_1'' + q_2'' + q_3'' + q_4'' = 0,12 + 0,04 + 0,192 + 5,5 = 5,852 \text{ кН} / \text{м}^2 \quad (2.26)$$

Расчетное значение нагрузки получаем путем умножения ее нормативного значения на коэффициент надежности по нагрузке γ_t , принимаемый по СП 20.13330.2016.

Теперь определим значение нормативной полезной нагрузки от людей и мебели.

В соответствии с СП 20.13330.2016 для квартир жилых зданий полезная нормативная нагрузка от людей и мебели составляет 1,5 кПа (1,5 кН/м²).

Учитывая коэффициент надежности по ответственности здания $\gamma_n = 1,0$, итоговое нормативное значение полезной нагрузки составит:

$$v'' = 1,5 \cdot \gamma_n = 1,5 \cdot 1 = 1,5 \text{ кН} / \text{м}^2 \quad (2.27)$$

Расчетные значения нагрузок представлены в таблице 2.11.

Таблица 2.11

Нагрузка на 1 м² перекрытия

*Постоянные
нагрузки:*

№ п/п	Вид нагрузки	Плотность , кг/м ³	Толщина, мм	Нормативно е значение кН/м ²	γ_f	Расчетное значение кН/м ²
1	Паркетная доска	600	20	0,120	1,1	0,132
2	ДВП-Т-4	800	5	0,04000	1,1	0,04400
3	ДВП-М-12 в два слоя	800	24	0,192	1,1	0,211
4	Монолитная железобетонная плита	2500	220	5,500	1,1	6,050
	ВСЕГО:			5,852		6,437

Полезные нагрузки:

Временная нагрузка (СП 20.13330.2016).

№ п/п	Вид нагрузки			Нормативно е значение кН/м ²	γ_f	Расчетное значение кН/м ²
1	Жилое здание			1,50	1,2	1,80
	ИТОГО:			1,50		1,80
ОБЩАЯ НАГРУЗКА:				7,35		8,24

Расчетное усилие от веса кирпичной стены:

$$N_{\text{стены}} = H \cdot \rho_1 \cdot \delta_c \cdot \gamma_n \cdot \gamma_f = 12 \cdot 18 \cdot 0,51 \cdot 1 \cdot 1,1 = 121,2 \text{ кН / м} \quad (2.28)$$

Расчетное усилие от собственного веса фундамента:

$$N_{\text{фунд}} = S_{\text{сеч}} \cdot l \cdot \rho_1 \cdot \gamma_n \cdot \gamma_f = (1 \cdot 0,3 + 0,4 \cdot 1,9) \cdot 1 \cdot 25 \cdot 1 \cdot 1,1 = 29,15 \text{ кН / м} \quad (2.29)$$

где $S_{\text{сеч}}$ – площадь сечения фундаментной ленты, м²;

l – длина расчетного участка фундаментной ленты, м².

Расчетное усилие от покрытия:

$$N_{\text{покр}} = A \cdot q^p = 2,5 \cdot 10,9 = 27,25 \text{ кН / м} \quad (2.30)$$

где A – грузовая площадь, м².

Расчетное усилие от перекрытий:

$n = 2$ – количество перекрытий.

$$N_{\text{пер}} = A \cdot q^p \cdot n = 2,5 \cdot 8,24 \cdot 2 = 41,2 \text{ кН / м} \quad (2.31)$$

Нагрузка на основание ленточного фундамента приведена в таблице 2.12.

Таблица 2.12

Нагрузка на основание ленточного фундамента в осях 1-2/Б

№ п/п	Вид нагрузки	Расчетное усилие, кН/м
1	Покрытие с полезной нагрузкой	27,25
2	Перекрытия с полезной нагрузкой	41,2
4	Вес стены из кирпичной кладки $t=510\text{мм}$	121,2
5	Собственный вес фундамента	29,15
	ВСЕГО:	218,8

Расчет по несущей способности основания ленточного фундамента:

Основные характеристики грунта получены на основании данных проектной документации. Подстилающим грунтом под фундаментом здания является песок средней крупности. Плотность грунта – 1,63г/см³, удельное сцепление – 0кПа, угол внутреннего трения– 29°.

Среднее давление под подошвой фундамента:

$$p_{II} = \frac{N_{II} + N_{фII}}{A_f} \quad (2.32)$$

$N_{II} = 218,8$ кН– расчетная нагрузка на 1м.п. ленточного фундамента;

$N_{фII}=27$ кН– расчетная нагрузка от веса 1-ого м.п. ленточного фундамента и грунта на его обрезах;

$A_f = 1м^2$ – площадь подошвы фундамента.

$$p_{II} = \frac{218.8 + 27}{1} = 245.8 кН / м^2 \quad (2.33)$$

Определим расчетное сопротивление грунта основания в зависимости от ширины подошвы фундамента:

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma} k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 b \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b b \gamma'_{II} + M_c c_{II}] \quad (2.34)$$

где $\gamma_{c1} = 1,4$ и $\gamma_{c2} = 1$ - коэффициенты, условий работы, принимаемые по таблице 5.2 СП 50-101-2004;

$k=1$ - коэффициент, принимаемый равным 1, если прочностные характеристики грунта определены непосредственными испытаниями;

$M_{\gamma} = 1,06$, $M_q = 5,25$, $M_c = 7,67$ - коэффициенты, принимаемые по табл. 5.3 СП 50-101-2004;

$k_z = 1$ - коэффициент при $b = 10$ м;

$b = 1$ м - ширина подошвы фундамента;

$\gamma_{II} = 16,3$ кН/м³- осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих ниже подошвы фундамента;

$\gamma'_{II} = 16,3$ кН/м³- осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих выше подошвы фундамента;

$c_{II} = 0 \text{ кПа}$ - значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента;

$d_1 = 2,2 \text{ м}$ - глубина заложения фундаментов от уровня планировки (от уровня пола подвала).

$d_b = 0 \text{ м}$ - глубина подвала, расстояние от уровня планировки до пола подвала (расчет выполняется без учета подвала).

Расчетное сопротивление грунта основания составит:

$$R = \frac{1,4 \cdot 1}{1} [1,06 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 16,3 + 5,25 \cdot 2,2 \cdot 16,3 + (5,25 - 1) \cdot 0 \cdot 16,3 + 7,67 \cdot 0] = 287,76 \text{ кН/м}^2 > p_{II} = 245,8 \text{ кН/м}^2 \quad (2.35)$$

$$K_{II} = \frac{p_{II}}{R} = \frac{245,8}{287,76} = 0,86 \quad (2.36)$$

Вывод: несущая способность по расчетному сопротивлению грунтов основания под ленточным фундаментом обеспечена. Коэффициент использования – 0,86.

Расчет требуемой ширины подошвы ленточного фундамента:

Ширина подошвы ленточного фундамента определяется по формуле:

$$A_f = \frac{N_{фII}}{R - \gamma_{cp} \times d_1} = \frac{218,8}{287,76 - 20 \times 2,2} = 0,9 \text{ м}^2 \quad (2.37)$$

где A_f - площадь подошвы фундамента;

$\gamma_{cp} = 20 \text{ кН/м}^3$ - средний удельный вес грунта и материала фундамента.

$$b = \frac{A_f}{l} = \frac{0,9}{1} = 0,9 \text{ м} \quad (2.38)$$

где l - площадь подошвы фундамента; длина расчетного участка, м:

- при расчете под внутреннюю стену $l = 1 \text{ м}$;

- при расчете под наружную стену l = расстоянию между осями оконных проемов.

Вывод: площадь подошвы рассматриваемого фундамента является достаточной.

Задания для самостоятельного решения.

Таблица 2.13

Таблица соответствия выбора варианта:

I – предпоследняя цифра, II – последняя цифра номера зачетки

II \ I	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
1	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
2	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
3	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
4	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
5	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
6	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
7	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
8	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
9	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10

Типы покрытий и перекрытий указаны в таблицах 2.10-2.12

Таблица 2.14

Исходные данные для выполнения работы

Вариант	Тип перекрытия/ тип покрытия	Габаритные размеры ленточного фундамента						Характеристики грунта		
		Ширина подошвы b , мм	Высота подошвы h_n , мм	Высота стенки, h_c , мм	Ширина стенки b_c , мм	Грузовая площадь A , м ²	Глубина заложения d_l , м	Плотность, кг/м ³	Удельное сцепление, кПа	Угол внутреннего тр.
1	1/1	900	200	500	300	2,0	900	1750	21	25
2	2/2	1000	250	600	350	2,1	1000	1800	17	26
3	3/3	1000	300	700	400	2,2	1100	1900	15	27
4	4/4	1100	350	800	450	2,3	1200	1950	13	28
5	5/5	1100	200	900	500	2,4	1300	2000	19	29
6	6/6	1200	200	1000	300	2,5	1400	2050	15	30
7	7/7	1200	250	1100	350	2,6	1500	2100	13	31

Вариант	Тип перекрытия/ тип покрытия	Габаритные размеры ленточного фундамента						Характеристики грунта		
		Ширина подошвы b , мм	Высота подошвы h_n , мм	Высота стенки, h_c , мм	Ширина стенки b_c , мм	Грузовая площадь A , м ²	Глубина заложения d_I , м	Плотность, кг/м ³	Удельное сцепление, кПа	Угол внутреннего тр.
8	8/8	1300	250	1200	400	2,7	1600	2150	11	32
9	1/9	1300	300	1300	450	2,8	1700	1600	9	33
10	2/10	1400	300	1400	500	2,9	1800	1700	47	34
11	3/11	1400	350	1500	300	3,0	1900	1750	37	35
12	4/12	1500	350	1600	350	3,1	2000	1950	31	25
13	5/13	1500	200	1700	400	2,0	2100	1750	25	26
14	6/14	900	200	1800	450	2,1	2200	1800	22	27
15	7/15	900	250	1900	300	2,2	2300	1900	19	28
16	8/16	1000	250	2000	300	2,3	2400	1950	39	29
17	1/17	1000	300	500	350	2,4	900	2000	34	30
18	2/18	1100	300	600	400	2,5	1000	2050	28	31
19	3/1	1100	350	700	450	2,6	1100	2100	23	32
20	4/2	1200	250	800	500	2,7	1200	2150	18	33
21	5/3	1200	300	900	300	2,8	1300	1600	15	34
22	6/4	1300	350	1000	350	2,9	1400	1700	25	35
23	7/5	1300	350	1100	400	3,0	1500	1750	20	25
24	8/6	1400	200	1200	450	3,1	1600	1950	16	26
25	1/7	1400	250	1300	500	2,0	1700	1750	14	27
26	2/8	1500	250	1400	300	2,1	1800	1800	12	28
27	3/9	1500	300	1500	350	2,2	1900	1900	18	29
28	4/10	1000	300	1600	400	2,3	2000	1950	15	30
29	5/11	1100	350	1700	450	2,4	2100	2000	25	31
30	6/12	1200	200	1800	500	2,5	2200	2050	20	32

Таблица 2.15

Исходные данные для сбора нагрузок на перекрытие

Тип 1

Состав пола	Плотность, кг/м³	Толщина, мм	Назначение здания
Паркетная доска	600	20	Жилое
ДВП-Т-4	800	5	
ДВП-М-12 в два слоя	800	24	
Монолитная железобетонная плита	2500	220	
Тип 2			
Состав пола	Плотность, кг/м³	Толщина, мм	Назначение здания
Паркетная доска	600	20	Административное
ДВП-Т-4	800	5	
ДВП-М-12 в два слоя	800	24	
Монолитная железобетонная плита	2500	220	
Тип 3			
Состав пола	Плотность, кг/м³	Толщина, мм	Назначение здания
Паркетная доска	600	22	Жилое
ДВП-Т-4	800	5	
Стяжка цементно-песчаная	1800	50	
Монолитная железобетонная плита	2500	200	
Тип 4			
Состав пола	Плотность, кг/м³	Толщина, мм	Назначение здания

Паркетная доска	600	22	Административное
ДВП-Т-4	800	5	
Стяжка цементно-песчаная	1800	50	
Монолитная железобетонная плита	2500	200	
Тип 5			
Состав пола	Плотность, кг/м³	Толщина, мм	Назначение здания
Один слой линолиума	600	22	Жилое
Стяжка цементно-песчаная	1800	25	
Утеплитель пенополистирол	14	100	
Монолитная железобетонная плита	2500	220	
Тип 6			
Состав пола	Плотность, кг/м³	Толщина, мм	Назначение здания
Один слой линолиума	600	22	Административное
Стяжка цементно-песчаная	1800	25	
Утеплитель пенополистирол	14	100	
Монолитная железобетонная плита	2500	220	
Тип 7			
Состав пола	Плотность, кг/м³	Толщина, мм	Назначение здания
Плитка напольная керамическая	2000	10	Жилое
Стяжка цементно-песчаная	1500	100	

Засыпка доменным шлаком	700	200	
Монолитная железобетонная плита	2500	180	
Тип 8			
Состав пола	Плотность, кг/м³	Толщина, мм	Назначение здания
Плитка напольная керамическая	2000	10	Административное
Стяжка цементно-песчаная	1500	100	
Засыпка доменным шлаком	700	200	
Монолитная железобетонная плита	2500	180	

Таблица 2.16

Исходные данные для сбора нагрузок на покрытие

Тип 1			
Конструкция плоской кровли	Плотность, кг/м³	Толщина, мм	Город
Кровельная ПВХ мембрана	1430	2	Москва
Экструзионный пенополистирол	35	50	
Минеральная вата	110	50	
Стяжка цементно-песчаная	2000	30	
Монолитная железобетонная плита	2400	200	
Тип 2			
Конструкция плоской кровли	Плотность, кг/м³	Толщина, мм	Город
Кровельная ПВХ мембрана	1430	2	Сыктывкар

Экструзионный пенополистирол	35	50	
Минеральная вата	110	50	
Стяжка цементно-песчаная	2000	30	
Монолитная железобетонная плита	2400	200	
Тип 3			
Конструкция плоской кровли	Плотность, кг/м³	Толщина, мм	Город
Кровельная ПВХ мембрана	1430	2	Кострома
Экструзионный пенополистирол	35	50	
Минеральная вата	110	50	
Стяжка цементно-песчаная	2000	30	
Монолитная железобетонная плита	2400	200	
Тип 4			
Конструкция плоской кровли	Плотность, кг/м³	Толщина, мм	Город
Кровельная ПВХ мембрана	1430	2	Ставрополь
Экструзионный пенополистирол	35	50	
Минеральная вата	110	50	
Стяжка цементно-песчаная	2000	30	
Монолитная железобетонная плита	2400	200	
Тип 5			
Конструкция плоской кровли	Плотность, кг/м³	Толщина, мм	Город
Кровельная ПВХ мембрана	1430	2	Чита
Экструзионный пенополистирол	35	50	

Минеральная вата	110	50	
Стяжка цементно-песчаная	2000	30	
Монолитная железобетонная плита	2400	200	
Тип 6			
Конструкция плоской кровли	Плотность, кг/м³	Толщина, мм	Город
Кровельная ПВХ мембрана	1430	2	Петропавловск-Камчатский
Экструзионный пенополистирол	35	50	
Минеральная вата	110	50	
Стяжка цементно-песчаная	2000	30	
Монолитная железобетонная плита	2400	200	
Тип 7			
Конструкция плоской кровли	Плотность, кг/м³	Толщина, мм	Город
Рулонное кровельное покрытие	1000	25	Москва
Стяжка цементно-песчаная	1900	30	
Керамзит	600	100	
Экструзионный пенополистирол	35	100	
Монолитная железобетонная плита	2500	220	
Тип 8			
Конструкция плоской кровли	Плотность, кг/м³	Толщина, мм	Город
Рулонное кровельное покрытие	1000	25	Сыктывкар
Стяжка цементно-песчаная	1900	30	
Керамзит	600	100	

Экструзионный пенополистирол	35	100	
Монолитная железобетонная плита	2500	220	
Тип 9			
Конструкция плоской кровли	Плотность, кг/м³	Толщина, мм	Город
Рулонное кровельное покрытие	1000	25	Кострома
Стяжка цементно-песчаная	1900	30	
Керамзит	600	100	
Экструзионный пенополистирол	35	100	
Монолитная железобетонная плита	2500	220	
Тип 10			
Конструкция плоской кровли	Плотность, кг/м³	Толщина, мм	Город
Рулонное кровельное покрытие	1000	25	Ставрополь
Стяжка цементно-песчаная	1900	30	
Керамзит	600	100	
Экструзионный пенополистирол	35	100	
Монолитная железобетонная плита	2500	220	
Тип 11			
Конструкция плоской кровли	Плотность, кг/м³	Толщина, мм	Город
Рулонное кровельное покрытие	1000	25	Чита
Стяжка цементно-песчаная	1900	30	
Керамзит	600	100	
Экструзионный пенополистирол	35	100	

Монолитная железобетонная плита	2500	220	
Тип 12			
Конструкция плоской кровли	Плотность, кг/м³	Толщина, мм	Город
Рулонное кровельное покрытие	1000	25	Петропавловск-Камчатский
Стяжка цементно-песчаная	1900	30	
Керамзит	600	100	
Экструзионный пенополистирол	35	100	
Монолитная железобетонная плита	2500	220	
Тип 13			
Конструкция плоской кровли	Плотность, кг/м³	Толщина, мм	Город
Рулонное кровельное покрытие	1000	30	Москва
Стяжка цементно-песчаная	1500	100	
Керамзит	600	150	
Стяжка цементно-песчаная	1500	20	
Монолитная железобетонная плита	2500	180	
Тип 14			
Конструкция плоской кровли	Плотность, кг/м³	Толщина, мм	Город
Рулонное кровельное покрытие	1000	30	Сыктывкар
Стяжка цементно-песчаная	1500	100	
Керамзит	600	150	
Стяжка цементно-песчаная	1500	20	

Монолитная железобетонная плита	2500	180	
Тип 15			
Конструкция плоской кровли	Плотность, кг/м³	Толщина, мм	Город
Рулонное кровельное покрытие	1000	30	Кострома
Стяжка цементно-песчаная	1500	100	
Керамзит	600	150	
Стяжка цементно-песчаная	1500	20	
Монолитная железобетонная плита	2500	180	
Тип 16			
Конструкция плоской кровли	Плотность, кг/м³	Толщина, мм	Город
Рулонное кровельное покрытие	1000	30	Ставрополь
Стяжка цементно-песчаная	1500	100	
Керамзит	600	150	
Стяжка цементно-песчаная	1500	20	
Монолитная железобетонная плита	2500	180	
Тип 17			
Конструкция плоской кровли	Плотность, кг/м³	Толщина, мм	Город
Рулонное кровельное покрытие	1000	30	Чита
Стяжка цементно-песчаная	1500	100	
Керамзит	600	150	
Стяжка цементно-песчаная	1500	20	

Монолитная железобетонная плита	2500	180	
Тип 18			
Конструкция плоской кровли	Плотность, кг/м ³	Толщина, мм	Город
Рулонное кровельное покрытие	1000	30	Петропавловск-Камчатский
Стяжка цементно-песчаная	1500	100	
Керамзит	600	150	
Стяжка цементно-песчаная	1500	20	
Монолитная железобетонная плита	2500	180	

Расчет усиления железобетонного ленточного фундамента.

Методические указания к выполнению задания.

При выполнении практической работы необходимо выполнить расчет усиления железобетонного ленточного фундамента.

Условие задания.

Вариант исходных данных определяется по таблице 2.17. Используя исходные данные предоставленные в таблице 2.19, выполнить расчет усиления железобетонного ленточного фундамента.

Указания к выполнению.

При выполнении работы необходимо выполнить расчеты в указанной последовательности, используя материалы лекционных занятий, а также СП 63.13330.2018 «Бетонные и железобетонные конструкции», СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия», СП 22.13330.2016 «Основания зданий и сооружений», СП 50-101-2004 «Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений».

Одним из способов усиления ленточных фундаментов является их уширение с двух сторон железобетонными элементами (рис. 2.6). Для того, чтобы

эти новые участки включились в работу, над ними вводят траверсы — двухконсольные балки, заделанные на мелкозернистом бетоне в кирпичные стены. Предварительно над существующим фундаментом в стенах пробивают отверстия с шагом 1...1,5 м, через которые заводят траверсы. Их выполняют из спаренных швеллеров или двутавров.

Пример расчета:

Исходные данные:

Ширина b существующего фундамента 100 см, расчетное сопротивление грунта $R = 200$ кПа, шаг траверс 1 м. После усиления фундамент должен воспринимать нагрузку $F = 300$ кН/м.

Расчет:

Поскольку фундамент ленточный, рассчитываем участок фундамента длиной $l = 100$ см.

Требуемая ширина подошвы фундамента равна:

$$b_1 = F / (l \cdot R) = 300 / (100 \cdot 200) = 150 \text{ см.} \quad (2.39)$$

Ширина полос уширения d фундамента с каждой стороны:

$$d = 0,5 \cdot (b_1 - b) = 0,5 \cdot (150 - 100) = 25 \text{ см.} \quad (2.40)$$

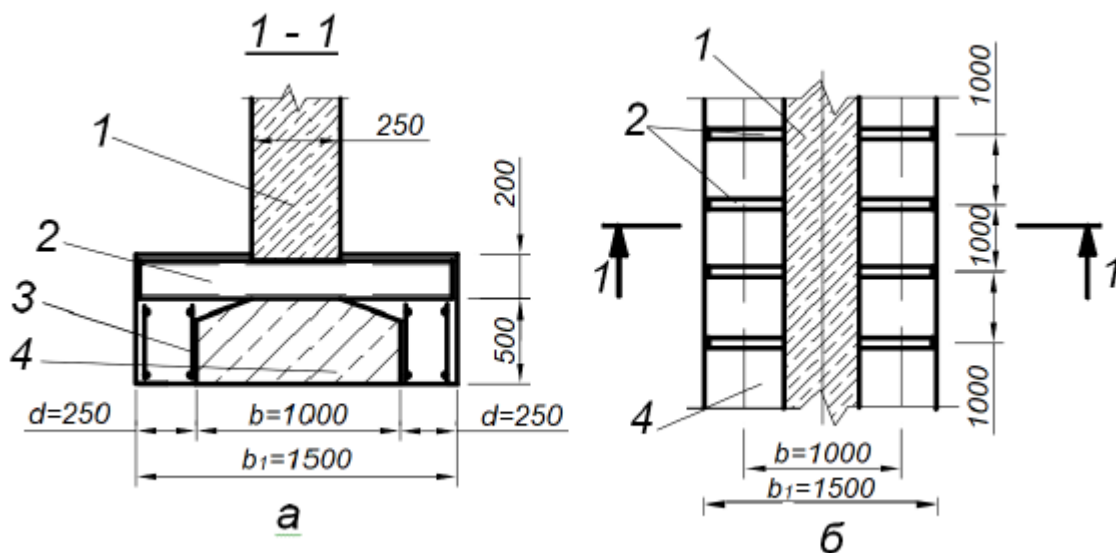


Рис. 2.6. Усиление ленточного фундамента: а — сечение 1-1; б — фрагмент плана усиленного фундамента; 1 - кирпичная стена; 2 - траверса из двух швеллеров; 3 — каркасы дополнительных фундаментных полос из бетона; 4 - существующий фундамент

Нагрузка, воспринимаемая фундаментом от реактивного давления грунта $\sigma_{гр} = R_{zp} = 200$ кПа на ширину $d = 25$ см и длину $l = 100$ см, равную шагу траверс:

$$F_d = \sigma_{zp} \cdot d \cdot l = 200 \cdot 0,25 \cdot 1,0 = 50 \text{ кН}. \quad (2.41)$$

Эта нагрузка будет восприниматься каждой консолью траверсы и вызывать в ней изгибающий момент:

$$M_d = F_d \cdot l_1 = 50 \cdot 0,625 = 31,25 \text{ кНм}, \quad (2.42)$$

где $l_1 = (b_1 - \delta)/2 = (1,5 - 0,25)/2 = 0,625$ м.

Принимаем сечение траверсы из двух швеллеров. Требуемый момент сопротивления W_{mp} равен:

$$W_{mp} = M_d / R = 312500 / 2350 = 133 \text{ см}^3, \quad (2.42)$$

где R — расчетное сопротивление стали ВСт3пс.

Принимаем траверсу из двух швеллеров № 14:

$$2W_x = 2 \cdot 70,2 = 140,4 > 133 \text{ см}^3. \quad (2.43)$$

Новые полосы фундамента шириной d работают как неразрезные железобетонные балки. Они воспринимают реактивное давление на грунт и опираются сверху в траверсы.

Расчетный момент в этих балках равен:

$$M = q_{zp} \cdot l^2 / 12 = 50 \cdot 100^2 / 12 = 41700 \text{ кгс} \cdot \text{см} = 417 \text{ кН} \cdot \text{м}, \quad (2.44)$$

где $q_{zp} = \sigma_{гр} \cdot d = 2 \cdot 25 = 50$ кг/см, l — шаг траверс.

Задаем высоту фундамента 50 см и защитный слой бетона до рабочей арматуры 70 мм, арматуру Ø10 мм класса А-400.

Имеем рабочую высоту сечения балок $h_0 = 50 - 7 - 0,5 = 42,5$ см.

Требуемое сечение арматуры класса А-400 при $R_s = 3750$ кг/см²:

$$A_s = M / 0,8 h_0 \cdot R_s = 41700 / 0,8 \cdot 42 \cdot 3750 = 0,33 \text{ см}^2. \quad (2.45)$$

По конструктивным соображениям при $d \geq 150$ мм принимаем два каркаса с верхней и нижней арматурой из Ø8 мм класса А-400, поперечные стержни арматуры из Ø6 мм класса А-240 с шагом 250 мм.

Задания для самостоятельного решения.

Таблица 2.17

Таблица соответствия выбора варианта:

I – предпоследняя цифра, II – последняя цифра номера зачетки

II \ I	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
1	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
2	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
3	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
4	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
5	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
6	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
7	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
8	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
9	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10

Таблица 2.18

Исходные данные для выполнения работы

Вариант	Ширина фундамента b , мм	Толщина стены δ , мм	Шаг траверс, м	Расчетное сопротивление грунта R , кПа	Нагрузка на фундамент $F1$, кН/м
1	1000	250	1,0	190	300
2	1100	380	1,1	200	350
3	1200	510	1,2	210	400
4	1300	640	1,3	220	750
5	1400	250	1,4	230	510
6	1500	380	1,5	240	570
7	1600	510	1,0	250	630
8	1700	640	1,1	260	700

Вариант	Ширина фундамента b , мм	Толщина стены δ , мм	Шаг траверс, м	Расчетное сопротивление грунта R , кПа	Нагрузка на фундамент $F1$, кН/м
9	1800	250	1,2	270	450
10	1900	380	1,3	280	500
11	2000	510	1,4	290	630
12	1000	640	1,5	190	820
13	1100	250	1,1	200	400
14	1200	380	1,2	210	500
15	1300	510	1,3	220	600
16	1400	640	1,4	230	620
17	1500	250	1,5	240	500
18	1600	380	1,3	250	600
19	1700	510	1,5	260	600
20	1800	640	1,4	270	700
21	1900	250	1,5	280	500
22	2000	380	1,4	290	600
23	1000	510	1,0	190	700
24	1100	640	1,1	200	800
25	1200	250	1,2	210	400
26	1300	380	1,3	220	500
27	1400	510	1,4	230	600
28	1500	640	1,5	240	750
29	1600	250	1,2	250	500
30	1700	380	1,5	260	850

2.3. Ремонт и усиление железобетонной конструкции.

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ №6. Сбор нагрузок и поверочный расчет железобетонной колонны. Определение несущей способности железобетонной внецентренно сжатой колонны, усиленной методом наращивания.

Методические указания к выполнению задания.

При выполнении практической работы необходимо выполнить следующие расчеты:

- сбор нагрузок на железобетонную колонну;
- поверочный расчет железобетонной колонны.

Условие задания.

Вариант исходных данных определяется по таблице 2.21. Используя исходные данные предоставленные в таблице 2.22, выполнить сбор нагрузок на железобетонную колонну и поверочный расчет железобетонной колонны.

Указания к выполнению.

При выполнении работы необходимо выполнить расчеты в указанной последовательности, используя материалы лекционных занятий, а также СП 63.13330.2018 «Бетонные и железобетонные конструкции», СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия».

При расчете железобетонных элементов на действие сжимающей продольной силы следует учитывать случайный эксцентриситет e_a принимаемый не менее:

- $L/600$ длины элемента или расстояния между его сечениями, закрепленными от смещения;
- $h/30$ высоты сечения;
- 10 мм.

Для элементов статически неопределимых конструкций (в том числе для колонн каркасных зданий) значение эксцентриситета продольной силы

относительно центра тяжести приведенного сечения e_0 принимают равным значению эксцентриситета, полученного из статического расчета, но не менее e_a .

Расчет нормальных сечений внецентренно сжатых элементов производят в плоскости эксцентриситета продольной силы (в плоскости изгиба) и отдельно в нормальной к ней плоскости с эксцентриситетом e_0 , равным случайному e_a .

Расчет из плоскости изгиба можно не производить, если гибкость элемента l_0/i (для прямоугольных сечений – l_0/h) в плоскости изгиба превышает гибкость в плоскости, нормальной плоскости изгиба.

Расчет элемента с учетом эксцентриситетов в плоскостях обеих главных осей (косое внецентренное сжатие) следует производить, если оба эти эксцентриситета превышают случайные e_a .

Во всех случаях эксцентриситеты e_0 определяются с учетом влияния прогиба элемента.

По предельным усилиям можно производить расчет:

- элементов кольцевого и круглого сечений с арматурой, равномерно распределенной по окружности, при числе стержней более 6;
- элементов прямоугольного сечения с арматурой в виде 4-х одинаковых угловых стержней на косое внецентренное сжатие.

Учет влияния прогибов элементов:

Влияние прогиба элемента на момент продольной силы (или ее эксцентриситет e_0) учитывается, как правило, путем расчета конструкции по деформированной схеме, принимая во внимание неупругие деформации бетона и арматуры, а также наличие трещин.

Допускается производить расчет конструкции по недеформированной схеме, а влияние прогиба элемента учитывать путем умножения моментов на коэффициенты η_v и η_h в соответствии с формулой:

$$M = M_v \eta_v + M_h \eta_h + M_t \quad (2.46)$$

где M_v – момент от вертикальных нагрузок, не вызывающих заметных горизонтальных смещений концов;

η_v – коэффициент, принимаемый равным:

- для сечений в концах элемента: при податливой заделке – 1,0;
- при жесткой заделке – по формуле (2.47);
- для сечений в средней трети длины элемента – по формуле (2.47);
- для прочих сечений – по линейной интерполяции;

M_h – момент от нагрузок, вызывающих горизонтальное смещение концов (ветровых и т.п.);

η_h – коэффициент, определяемый по формуле (2.47);

M_t – момент от вынужденных горизонтальных смещений концов (т.е. смещений, не зависящих от жесткости элемента, например, от температурных деформаций перекрытий и т.п.).

Моменты, используемые в настоящем пункте, допускается определять относительно центра тяжести бетонного сечения.

Значение коэффициента $\eta_{v(h)}$ при расчете конструкции по недеформированной схеме определяется по формуле:

$$\eta_{v(h)} = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} \quad (2.47)$$

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

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 D}{l_0^2} \quad (2.48)$$

l_0 – расчетная длина элемента, определяемая для коэффициентов η_v и η_h ;

D – жесткость железобетонного элемента в предельной стадии, определяемая по формулам:

- для элементов любой формы сечения:

$$D = \frac{0,15 E_b I}{f_l (0,3 + \delta_e)} + 0,7 E_s I_s \quad (2.49)$$

– для элементов прямоугольного сечения с арматурой, расположенной у наиболее сжатой и у растянутой (менее сжатой) грани элемента:

$$D = E_b b h^3 \left[\frac{0,0125}{\phi(0,3 + \delta_e)} + 0,175 \mu \alpha \left(\frac{h_0 - a'}{h} \right)^2 \right] \quad (2.50)$$

I и I_s – момент инерции соответственно бетонного сечения и сечения всей арматуры относительно центра тяжести бетонного сечения;

ϕ_l – коэффициент, учитывающий влияние длительного действия нагрузки на прогиб элемента и определяемый по формуле (6), но не более 2.

$$\phi = 1 + M_{1l} / M_1 \quad (2.51)$$

M_1 и M_{1l} – моменты внешних сил относительно оси, нормальной плоскости изгиба и проходящей через центр наиболее растянутого или наименее сжатого (при целиком сжатом сечении) стержня арматуры, соответственно от действия полной нагрузки и от действия постоянных и длительных нагрузок;

δ_e – относительное значение эксцентриситета продольной силы, принимаемое равным e_0/h , но не менее 0,15 (для кольцевых и круглых сечений значение h заменяется на D_{cir});

$$\mu \alpha = \frac{A_s + A'_s}{bh} \times \frac{E_s}{E_b} \quad (2.52)$$

Жесткость D при вычислении коэффициентов η_v и η_h определяется с учетом всех нагрузок. В случае необходимости коэффициент η_v можно снизить, вычисляя жесткость D без учета нагрузок, вызывающих смещение концов.

При гибкости элемента $l_0/i < 14$ (для прямоугольных сечений – при $l_0/h < 4$) можно принимать $\eta_{v(h)} = 1,0$.

При $N > N_{cr}$ следует увеличивать размеры сечения.

Расчетная длина l_0 принимается равной:

а) при вычислении коэффициента η_v , а также при расчете элемента на действие продольной силы со случайным эксцентриситетом для элементов:

с шарнирным опиранием на двух концах – $1,0l$;

с шарнирным опиранием на одном конце, а на другом конце:

- с жесткой заделкой – $0,7l$
- с податливой заделкой – $0,9l$;
- с заделкой на двух концах:
 - жесткой – $0,5l$;
 - податливой – $0,8l$;
- с податливой заделкой на одном конце и с жесткой заделкой на другом – $0,7l$;

б) при вычислении коэффициента η_h для элементов:

- с шарнирным опиранием на одном конце, а на другом конце:
 - с жесткой заделкой – $1,5l$;
 - с податливой заделкой – $2,0l$;
- с заделкой на двух концах:
 - жесткой – $0,8l$;
 - податливой – $1,2l$;
- с податливой заделкой на одном конце и с жесткой заделкой на другом – l ;
- с жесткой заделкой на одном конце и незакрепленным другим концом (консоль) – $2l$.

Здесь l – расстояние между концами элемента.

Для конкретных конструкций и сооружений можно принимать иные значения l_0 .

Расчет нормальных сечений по предельным состояниям.

Прямоугольные сечения с симметричной арматурой:

Проверку прочности прямоугольных сечений с симметричной арматурой (когда $R_s A_s = R_{sc} A'_s$) производят из условия:

$$M \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + (R_{sc} A'_s - N / 2) (h_0 - a') \quad (2.53)$$

где M – момент относительно центра тяжести сечения, определяемый с учетом прогиба элементов;

x – высота сжатой зоны, принимаемая равной:

а) при $\alpha_n = \frac{N}{R_b b h_0} \leq \xi_R$, $x = \alpha_n h_0$;

б) при $\alpha_n > \xi_R$, $x = \xi h_0$;

где ξ определяется по формуле:

$$\xi = \frac{\alpha_n(1 - \xi_R) + 2\alpha_s \xi_R}{1 - \xi_R + 2\alpha_s} \quad (2.54)$$

$$\alpha_s = \frac{R_s A_s}{R_b b h_0} \quad (2.55)$$

Прямоугольные сечения с несимметричной арматурой:

Проверку прочности прямоугольных сечений с несимметричной арматурой производят из условия (8), определяя высоту сжатой зоны по формуле:

$$x = \frac{N + R_s A_s - R_{sc} A'_s}{R_b b} \quad (2.56)$$

при этом если $\frac{x}{h_0} < \xi_R$, высоту сжатой зоны корректируют, вычисляя:

$$x = \frac{N + R_s A_s \frac{1 + \xi_R}{1 - \xi_R} - R_{sc} A'_s}{R_b b + \frac{2R_s A_s}{h_0(1 - \xi_R)}} \quad (2.57)$$

Решение задания.

Сбор нагрузок на железобетонную колонну:

Исходные данные:

Требуется собрать нагрузки на колонну первого этажа жилого дома. Колонна расположена в осях 2/Б (рис.2.7, 2.8). Размеры сечения колонны: $h=0,4$ м, $b=0,4$ м.

Собственный вес перекрытий и покрытия:

Пример расчета представлен в Практической работе №1. В рамках данной работы условно принимаются следующие нормативные и расчетные нагрузки на перекрытия и покрытие:

$$q_{\text{пер}}^H = 5,89 \text{ кН/м}^2; q_{\text{пер}}^P = 6,63 \text{ кН/м}^2 \quad (2.58)$$

$$q_{\text{покр}}^H = 7,0 \text{ кН/м}^2; q_{\text{покр}}^P = 8,1 \text{ кН/м}^2. \quad (2.59)$$

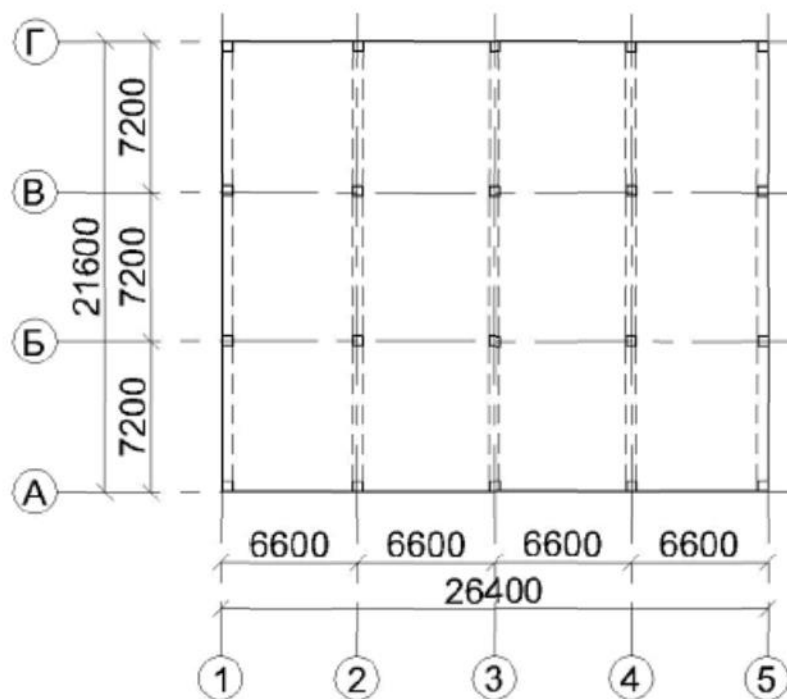


Рис. 2.7. План здания

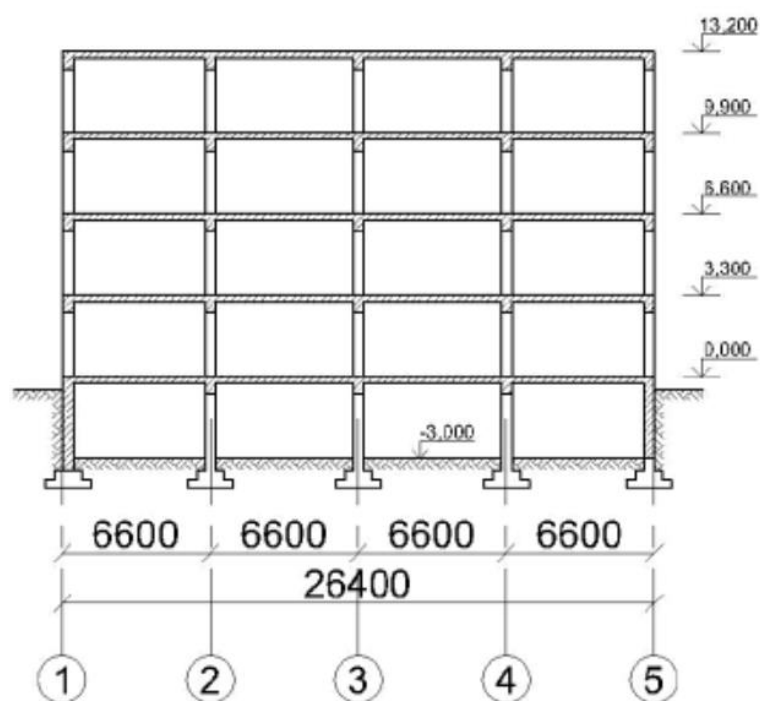


Рис. 2.8. Разрез здания

Расчет:

При расчете нагрузки на колонну от перекрытия или покрытия ее значение умножается на грузовую площадь. Для колонны среднего ряда (как в нашем случае) грузовая площадь равна $A = 6,6 \times 7,2 = 47,52 \text{ м}^2$.

Рассматриваемая нами колонна воспринимает нагрузки от трех перекрытий (на отм. 3,3; 6,6 и 9,9) и покрытия на отм. 13,2 (рис. 2.8). Тогда нагрузка от трех перекрытий составит:

$$N_1^H = q_{пер}^H A n = 5,89 \times 47,52 \times 3 = 839,68 \text{ кН}; \quad (2.60)$$

$$N_1^H = q_{пер}^H A n = 5,89 \times 47,52 \times 3 = 839,68 \text{ кН}; \quad (2.61)$$

$$N_1^H = q_{пер}^H A n = 5,89 \times 47,52 \times 3 = 839,68 \text{ кН}; \quad (2.62)$$

$$N_1^P = q_{пер}^P A n = 6,63 \times 47,52 \times 3 = 945,17 \text{ кН}. \quad (2.63)$$

Нагрузка от покрытия:

$$N_2^H = q_{покp}^H A = 7,0 \times 47,52 = 332,6 \text{ кН}; \quad (2.64)$$

$$N_2^P = q_{покp}^P A = 8,1 \times 47,52 = 385,0 \text{ кН}. \quad (2.65)$$

Собственный вес колонны:

$$N_3^H = 25 h b H \gamma_n = 25 \times 0,4 \times 0,4 \times 13,2 \times 0,95 = 50,2 \text{ кН}, \quad (2.66)$$

где 25 кН/м^3 — объемный вес железобетона;

$H = 13,2 \text{ м}$ — высота колонны.

Коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_t = 1,1$, тогда расчетное значение составит:

$$N_3^P = N_3^H \gamma_t = 50,2 \times 1,1 = 55,2 \text{ кН}, \quad (2.67)$$

При расчете колонн, воспринимающих нагрузки от двух и более перекрытий, нормативные значения полезных нагрузок следует умножать на коэффициент сочетаний ϕ_3 или ϕ_4 ,

$$\phi_3 = 0,4 + \frac{\phi - 0,4}{\sqrt{n}} = 0,4 + \frac{0,66 - 0,4}{\sqrt{3}} = 0,55 \quad (2.68)$$

При грузовой площади $A = 6,6 \times 7,2 = 47,52 \text{ м}^2$ и при $A = 47,52 \text{ м}^2 > A_1 = 9,0 \text{ м}^2$ для помещений коэффициент сочетания ϕ_1 определяется по формуле:

$$\varphi_1 = 0,4 + 0,6/\sqrt{(A/A_1)} = 0,4 + 0,6/\sqrt{(47,52/9,0)} = 0,66. \quad (2.69)$$

$$N_{1,p}^H = p_1^H A n \varphi_3 = 0,53 \times 47,52 \times 3 \times 0,55 = 41,56 \text{ кН}; \quad (2.70)$$

$$N_{1,p}^P = p_1^P A n \varphi_3 = 0,69 \times 0,52 \times 3 \times 0,55 = 54,1 \text{ кН}. \quad (2.71)$$

Снеговая нагрузка от покрытия:

Полезная нагрузка: кратковременная $v_{2H} = 1,26 \text{ кН/м}^2$; $v_{2P} = 1,76 \text{ кН/м}^2$;
длительная $p_2^H = 0,88 \text{ кН/м}^2$; $p_2^P = 1,23 \text{ кН/м}^2$.

Тогда кратковременная нагрузка на колонну от снега составит:

$$N_{2,v}^H = v_{2H} A = 1,26 \times 47,52 = 59,88 \text{ кН}; \quad (2.72)$$

$$N_{2,v}^P = v_{2P} A = 1,76 \times 47,52 = 83,64 \text{ кН}. \quad (2.73)$$

То же длительная:

$$N_{2,p}^H = p_{2H} A = 0,88 \times 47,52 = 41,82 \text{ кН}; \quad (2.74)$$

$$N_{2,p}^P = p_{2P} A = 1,23 \times 47,52 = 58,45 \text{ кН}. \quad (2.75)$$

Нагрузка от перегородок:

Примем значения нагрузки от перегородок:

$$p_3^H = 0,5 \text{ кН/м}^2; p_3^P = 0,65 \text{ кН/м}^2.$$

Нагрузка от перегородок классифицируется как длительная.

Нагрузка на колонну от перегородок с трех этажей составит:

$$N_{3,p}^H = p_{3H} A n = 0,5 \times 47,52 \times 3 = 71,28 \text{ кН}; \quad (2.76)$$

$$N_{3,p}^P = p_{3P} A n = 0,65 \times 47,52 \times 3 = 92,66 \text{ кН}. \quad (2.77)$$

Запишем все полученные данные в таблицу 2.20.

Таблица 2.20

Сбор нагрузок на колонну 1-го этажа

Вид нагрузки	Норм. кН	Коэф. γ_t	Расч. кН
Постоянная нагрузка			
Перекрытия трех этажей	839,68		945,17
Покрытия	332,6		385,0
Собственный вес колонны	50,2		55,2
Всего:	1222,48		1385,37

Временная нагрузка			
<i>Полезная от трех перекрытий:</i>			
кратковременная $N_{1,v}$	117,61		152,9
длительная $N_{1,p}$	41,56		54,1
<i>Снег:</i>			
кратковременная $N_{2,v}$	59,88		83,64
длительная $N_{2,p}$	41,82		58,45
Перегородки от трех этажей (длительная) $N_{3,p}$	71,28		92,66

Поверочный расчет железобетонной колонны:

Исходные данные:

Колонна среднего этажа рамного каркаса с сечением размерами $b = 400$ мм, $h = 500$ мм; $a = a' = 40$ мм; тяжелый бетон класса В25 ($E_b = 30000$ МПа, $R_b = 14,5$ МПа); арматура класса А400 ($R_s = R_{sc} = 350$ МПа); площадь ее сечения $A_s = A'_s = 1232$ мм² (2Ø28); продольная сила и изгибающие моменты в опорном сечении: от вертикальных нагрузок: полная $N_v = 650$ кН, $M_v = 140$ кН·м, постоянных и длительных $N_l = 620$ кН, $M_l = 130$ кН·м; от ветровых нагрузок $N_h = 50$ кН, $M_h = 73$ кН·м; высота этажа $l = 6$ м.

Требуется проверить прочность опорного сечения колонны.

$h_0 = 500 - 40 = 460$ мм. Расчет ведем с учетом влияния прогиба. Поскольку рассматриваемое сечение опорное и колонна у этой опоры имеет податливую заделку, принимаем $\eta_v = 1,0$. Для вычисления коэффициента η_h принимаем расчетную длину колонны равной $l_0 = 1,2 \cdot 6 = 7,2$ м.

При этом $l_0 / h = 7,2 / 0,5 = 14,4 > 4$, т.е. учет прогиба обязателен.

Усилия от всех нагрузок равны $M = M_v + M_h = 140 + 73 = 213$ кН·м,

$N = N_v + N_h = 650 + 50 = 700$ кН. При этом $e_0 = \frac{M}{N} = \frac{213}{700} = 0,304$ м $> e_a = h/30$,

т.е. значение момента M не корректируем.

Определяем моменты M_l и M_{ll} относительно растянутой арматуры соответственно от полной нагрузки и от постоянных и длительных нагрузок:

$$M_l = M + N \frac{h_0 - a'}{2} = 213 + 700 \frac{0,46 - 0,04}{2} = 360 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad (2.78)$$

$$M_{ll} = M_l + N_l \frac{h_0 - a'}{2} = 130 + 620 \frac{0,46 - 0,04}{2} = 260,3 \text{ кН}\cdot\text{м}. \quad (2.79)$$

Тогда

$$\varphi_l = 1 + M_{ll} / M_l = 1 + 260,2 / 360 = 1,72. \quad (2.80)$$

$$\mu\alpha = \frac{A_s + A'_s}{bh} \times \frac{E_s}{E_b} = \frac{2 \cdot 1232 \cdot 2 \cdot 10^5}{400 \cdot 500 \cdot 3 \cdot 10^4} = 0,0821. \quad (2.81)$$

По формуле (5) определим жесткость D :

$$D = 3 \cdot 10^4 \cdot 400 \cdot 500^3 \left[\frac{0,0125}{1,72(0,3 + 0,608)} + 0,1750,0821 \left(\frac{460 - 40}{500} \right)^2 \right] \quad (2.82)$$

$$= 2,721 \cdot 10^{13} \text{ Н}\cdot\text{мм}^2.$$

Отсюда:

$$N_{cr} = \frac{3,14^2 \cdot 2,721 \cdot 10^{13}}{7200^2} = 5180830 \text{ Н} = 5181 \text{ кН}. \quad (2.82)$$

$$\eta_h = \frac{1}{1 - \frac{700}{5175}} = 1,156. \quad (2.83)$$

Расчетный момент с учетом прогиба определяем по формуле (2.72), принимая $M_t = 0,0$ кН.м.

$$M = M_v \eta_v + M_h \eta_h + M_t = 140 + 84,4 = 222,4 \text{ кН}\cdot\text{м} \quad (2.84)$$

Проверяем прочность сечения:

$$\alpha_n = \frac{700000}{14,5 \cdot 400 \cdot 460} = 0,262 < \xi_R = 0,533 \quad (2.85)$$

Следовательно, $x = \alpha_n h_0 = 0,262 \cdot 460 = 120,7$ мм.

$$M \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + (R_{sc} A'_s - N / 2) (h_0 - a') = 14,5 \cdot 400 \cdot 120 (460 - 1207 / 2) + (350 \cdot 1232 - 700000 / 2) \cdot (460 - 40) = 313,88 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 313,9 \text{ кН} \cdot \text{м} > M = 224,4 \text{ кН} \cdot \text{м} \quad (2.86)$$

Коэффициент использования:

$$K_{\text{и}} = \frac{224,4}{313,9} = 0,71 \quad (2.87)$$

Вывод: несущая способность внецентренно сжатой железобетонной колонны обеспечена, коэффициент использования $K_{\text{и}} = 0,71$.

Задания для самостоятельного решения.

Таблица 2.21

Таблица соответствия выбора варианта:

I – предпоследняя цифра, II – последняя цифра номера зачетки

$\begin{smallmatrix} \text{II} \\ \text{I} \end{smallmatrix}$	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
1	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
2	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
3	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
4	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
5	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
6	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
7	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
8	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
9	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10

Тип перекрытия определяется в соответствии с таблицами практической работы №1.

Таблица 2.22

Исходные данные для выполнения работы

Вариант	Тип покрытия/тип перекрытия	Габариты сечения колонны		Класс бетона	Армирование плиты перекрытия		Продольные силы, кН	Изгибающие моменты, кН·м	Высота этажа, м
		Габариты сечения $b \times h$, мм	$a = a'$, мм		$A_s = A'_s$	Класс			
1	1/8	300×300	20	B15	2Ø28	A500	580/550/35	90/80/45	2,8
2	2/7	350×300	25	B20	3Ø28	A500	600/580/30	100/90/52	2,9
3	3/6	400×300	30	B25	2Ø14	A600	670/630/55	150/140/82	3,0
4	4/5	400×350	35	B30	3Ø14	A400	610/590/40	110/100/62	3,1
5	5/4	400×400	40	B35	2Ø16	A400	710/680/80	200/190/100	3,2
6	6/3	350×350	20	B15	3Ø16	A240	650/630/60	150/140/72	3,3
7	7/2	450×450	25	B20	2Ø18	A400	580/550/35	90/80/45	3,4
8	8/1	450×400	30	B25	3Ø18	A800	600/580/30	100/90/52	3,5
9	9/8	300×450	35	B30	2Ø20	A400	670/630/55	150/140/82	3,6
10	10/7	350×450	40	B35	3Ø28	A500	610/590/40	110/100/62	3,7
11	11/6	300×300	20	B15	2Ø14	A600	710/680/80	200/190/100	3,8
12	12/5	350×300	25	B20	3Ø14	A400	580/550/35	90/80/45	3,9
13	13/4	400×300	30	B25	2Ø16	A400	600/580/30	100/90/52	4,0
14	14/3	400×350	35	B30	3Ø16	A240	670/630/55	150/140/82	4,1
15	15/2	400×400	40	B35	2Ø18	A400	610/590/40	110/100/62	4,2
16	16/1	350×350	20	B15	3Ø18	A800	710/680/80	200/190/100	4,3
17	17/8	450×450	25	B20	2Ø20	A400	650/630/60	150/140/72	4,4
18	18/7	450×400	30	B25	3Ø20	A500	580/550/35	90/80/45	4,5
19	17/6	300×450	35	B30	2Ø22	A400	600/580/30	100/90/52	4,6
20	16/5	350×450	40	B35	3Ø22	A800	670/630/55	150/140/82	4,7
21	15/4	300×300	20	B15	2Ø25	A600	610/590/40	110/100/62	4,8
22	14/3	350×300	25	B20	3Ø25	A240	710/680/80	200/190/100	4,9
23	13/2	400×300	30	B25	2Ø28	A240	650/630/60	150/140/72	5,0
24	12/1	400×350	35	B30	3Ø28	A400	580/550/35	90/80/45	3,7
25	11/8	400×400	40	B35	2Ø32	A400	600/580/30	100/90/52	3,8
26	10/7	350×350	20	B15	3Ø32	A500	670/630/55	150/140/82	3,9
27	9/6	450×450	25	B20	3Ø28	A500	610/590/40	110/100/62	4,0
28	8/5	450×400	30	B25	2Ø14	A240	710/680/80	200/190/100	4,1

Вариант	Тип покрытия/тип перекрытия	Габариты сечения колонны		Класс бетона	Армирование плиты перекрытия		Продольные силы, кН	Изгибающие моменты, кН·м	Высота этажа, м
		Габариты сечения $b \times h$, мм	$a = a'$, мм		$A_s = A'_s$	Класс			
29	7/4	300×450	35	B30	3Ø14	A240	650/630/60	150/140/72	4,2
30	6/3	350×450	40	B35	2Ø16	A400	610/590/40	110/100/62	4,6

Определение несущей способности железобетонной внецентренно сжатой колонны, усиленной методом наращивания.

Методические указания к выполнению задания.

При выполнении практической работы необходимо определить несущую способность железобетонной колонны, усиленной методом наращивания.

Условие задания.

Вариант исходных данных определяется по таблице 2.27. Используя исходные данные предоставленные в таблице 2.28, определить несущую способность колонны, усиленной методом наращивания.

Указания к выполнению.

При выполнении работы необходимо выполнить расчеты в указанной последовательности, используя материалы лекционных занятий, а также СП 63.13330.2018 «Бетонные и железобетонные конструкции», СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия».

Последовательность выполнения работы:

1. Исходные данные принимаются согласно вариантам таблицы 2.25;
2. Определить несущую способность колонны до реконструкции:

$$N_{\text{нec}} = \varphi(R_b A + R_{sc} A_s), \quad (2.88)$$

где φ – коэффициент, определяемый по формуле:

$$\varphi = \varphi_b + 2(\varphi_{sb} - \varphi_b)\alpha_s \leq \varphi_{sb}, \quad (2.89)$$

где φ_b и φ_{sb} – коэффициенты, принимаемые по таблицам 37 и 38 методом интерполяции.

$$\alpha_s = \frac{R_s A_s}{R_b A}, \quad (2.90)$$

где A – площадь сечения колонны $h \times b$, м;

R_s – расчетное сопротивление арматуры (см. табл. 2.24).

3. Проверка условия прочности колонны: $N_{\text{нec}} > N$ – прочность колонны достаточна; если неравенство не выполняется – требуется усиление колонны для восприятия нагрузки после реконструкции.

4. Конструирование железобетонной обоймы – определить принципиальную схему усиления. Рекомендуется усилить колонну железобетонной обоймой.

5. Определить суммарные размеры сечения колонны с учетом толщины обоймы 60 мм:

$$b_1 = h_1 = b + 2 \cdot 0,06 \text{ м}; \quad (2.91)$$

6. Определить площадь сечения продольной арматуры обоймы с учетом оптимального процента армирования для колонн $\mu=0,9\%$:

$$A_{s1} = 0,009 \cdot (h_1 \cdot b_1 - h \cdot b), \text{ м}; \quad (2.92)$$

7. Принять следующую схему армирования обоймы колонны - 8 стержней продольной арматуры (см. рис.2.9, сечение 1-1 после усиления), определить фактическую площадь сечения арматуры (см. табл. 2.23).

8. Определить прочность колонны после усиления с учетом подобранной арматуры обоймы A_{s1} :

$$A_{s,tot} = A_s + A_{s1}, \text{ м}^2; \quad (2.93)$$

Проверка условия прочности:

$$N \leq \varphi(R_b A + R_{sc} A_{s,tot}) = N_{нес}^{усилен}. \quad (2.94)$$

10. Эффективность усиления по нагрузке:

$$N_{нем}^{усилен} - N_{нес}, \text{ кН}. \quad (2.95)$$

Таблица 2.23

Сортамент арматуры

Диаметр арматуры, мм	Площадь поперечного сечения, см ²	Масса, кг/м
10	0,785	0,617
12	1,131	0,888
14	1,540	1,210
16	2,010	1,580

Диаметр арматуры, мм	Площадь поперечного сечения, см ²	Масса, кг/м
18	2,540	2,000
20	3,140	2,470
22	3,800	2,980
25	4,910	3,850
28	6,160	4,830
32	8,040	6,310
36	10,180	7,990
40	12,570	9,870

Таблица 2.24

Коэффициент φ_b при H/h								
H/h	6	8	10	12	14	16	18	20
φ_b	0,92	0,91	0,89	0,86	0,82	0,76	0,69	0,61

Примечания: Коэффициент φ_b при промежуточных величинах гибкостей определяется по интерполяции.

Таблица 2.25

Коэффициент φ_{sb} при H/h								
H/h	6	8	10	12	14	16	18	20
φ_{sb}	0,92	0,91	0,90	0,89	0,87	0,84	0,79	0,74

Примечания: Коэффициент φ_{sb} при промежуточных величинах гибкостей определяется по интерполяции.

Таблица 2.26

Класс арматуры	Значение расчетного сопротивления арматуры, МПа	
	Растяжению R_s	Сжатию R_{sc}
A240	210	210
A400	350	350
A500	435	435
A600	520	470
A800	695	500

Решение задания.

Пример расчета:

Исходные данные:

Железобетонная колонна сечением 0,3 x 0,3 м;

Расчетная длина колонны $H = 4,0$ м;

Класс бетона В 15;

Расчетное сопротивление бетона $R_b = 8,5$ МПа;

Площадь рабочей арматуры $A_s = 4,52$ см²;

Армирование обоймы – стержни диаметром 12 мм;

Нагрузка при реконструкции $N = 1000$ кН;

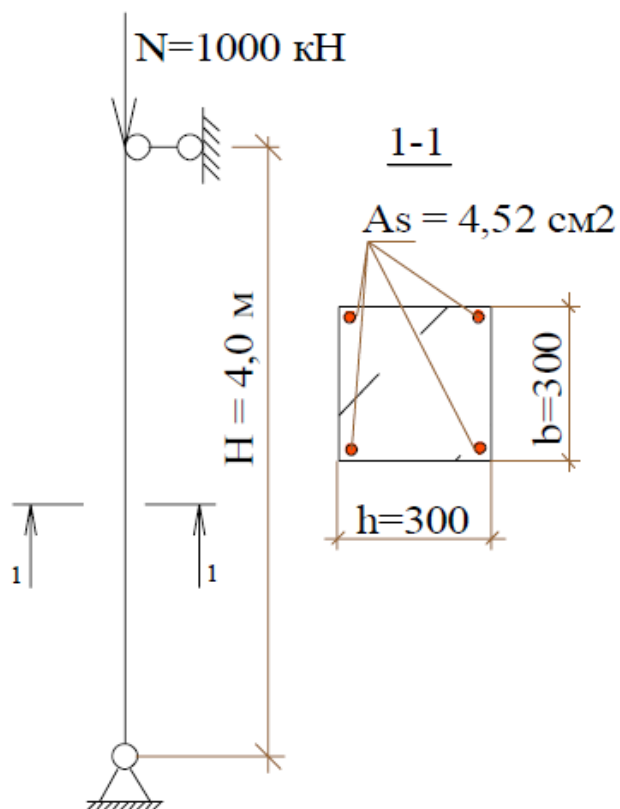


Рис. 2.9. Расчетная схема железобетонной колонны до усиления

Определение несущей способности колонны до усиления: $H/h = 4,0/0,3 = 13,33$

$\varphi_b = 0,847$, $\varphi_{sb} = 0,883$ (см. таблицы 37, 38).

$$\alpha_s = \frac{R_s A_s}{R_b A} = \frac{235 \cdot 4,52 \cdot 10^{-4}}{8,5 \cdot 0,30 \cdot 0,30} = 0,139 \quad (2.96)$$

$$\varphi = \varphi_b + 2(\varphi_{sb} - \varphi_b) \alpha_s = 0,847 + 2 \cdot (0,883 - 0,847) \cdot 0,139 = 0,857 \leq \varphi_{sb} = 0,883 \quad (2.97)$$

$$N_{нec} = \varphi(R_b A + R_{sc} A_s) = 0,857 \cdot (8,5 \cdot 0,30 \cdot 0,30 + 235 \cdot 4,52 \cdot 10^{-4}) \cdot 10^3 = 746,64 \text{ кН}. \quad (2.98)$$

Условие прочности колонны с учетом нагрузки при реконструкции:

$N_{нec} = 746,64 \text{ кН} < N = 1000 \text{ кН}$ - прочность колонны не достаточна, требуется усиление; В качестве варианта усиления рассмотрим железобетонную обойму, включающую бетон класса В15 (не ниже класса основного материала колонны) и арматурные стержни класса А400.

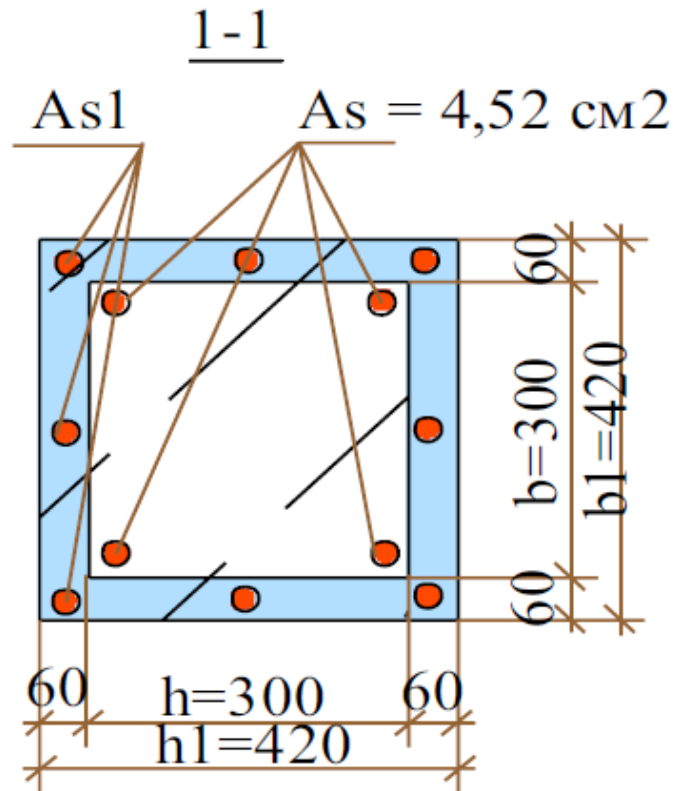


Рис. 2.10 Размеры сечения колонны с учетом толщины обоймы 60 мм.

$$b_1 = h_1 = b + 2 \cdot 0,06 = 0,30 + 2 \cdot 0,06 = 0,420 \text{ м}; \quad (2.99)$$

Минимальная общая площадь сечения продольной арматуры обоймы:

$$\begin{aligned} A_{S1}^{\text{мин}} &= 0,009 \cdot (h_1 \cdot b_1 - h \cdot b) = 0,009 \cdot (42 \cdot 42 - 30 \cdot 30) = \\ &= 7,78 \text{ см}^2; \end{aligned} \quad (2.100)$$

Армирование обоймы осуществляется арматурными стержнями - 8 шт. Площадь одного стержня обоймы не менее: $A_1 = A_{S1}^{\text{мин}} / 8 \text{ стержней} = 7,78 / 8 = 0,973 \text{ см}^2$.

Принимаем армирование обоймы стержнями 8 шт. диаметром 12 мм, расчетная площадь сечения одного стержня - 1,131 см².

Общая площадь армирования обоймы составит $A_{S1} = 8 \cdot 1,131 = 9,05 \text{ см}^2$.

Прочность колонны после усиления с учетом подобранной арматуры обоймы A_{S1} :

Общая площадь армирования колонны:

$$A_{s,\text{tot}} = A_s + A_{S1} = 4,52 + 9,05 = 13,57 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2; \quad (2.100)$$

$$H/h_1 = 4,0/0,42 = 9,52$$

$$\varphi_b = 0,895, \varphi_{sb} = 0,902$$

$$\begin{aligned} \varphi &= \varphi_b + 2(\varphi_{sb} - \varphi_b)\alpha_s = 0,895 + 2 \cdot (0,902 - 0,895) \cdot 0,213 = \\ &= 0,898 \leq \varphi_{sb} = 0,902 \end{aligned} \quad (2.102)$$

Проверка условия прочности:

$$\begin{aligned} N_{нес} &= \varphi(R_b A + R_{sc} A_s) = 0,898 \cdot (8,5 \cdot 0,42 \cdot 0,42 + \\ &+ 235 \cdot 13,57 \cdot 10^{-4}) \cdot 10^3 = 1632,83 \text{ кН}. \end{aligned} \quad (2.103)$$

$N_{нес}^{усилен} > N = 1000 \text{ кН}$ – прочность колонны достаточна.

Эффективность усиления по нагрузке:

$$N_{нем}^{усилен} - N_{нес} = 1632,83 - 746,64 = 886,19 \text{ кН}. \quad (2.104)$$

Задания для самостоятельного решения.

Таблица 2.27

Таблица соответствия выбора варианта:

I – предпоследняя цифра, II – последняя цифра номера зачетки

II \ I	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
1	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
2	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
3	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
4	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
5	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
6	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
7	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
8	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
9	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10

Таблица 2.28

Исходные данные для выполнения работы

Вариант	Сечение $h \times b$, м, ($h=b$)	Расчетная длина колонны Н, м	Класс бетона	Класс арматуры/диаметры рабочих стержней, мм	Нагрузка при реконструкции, кН
1	0,3	3,6	B15	A240/Ø12	1100
2	0,3	2,8	B10	A240/Ø12	1000
3	0,4	4,2	B20	A240/Ø10	2000
4	0,3	2,8	B15	A240/Ø12	900
5	0,3	3,6	B25	A240/Ø14	1600
6	0,3	4,2	B30	A240/Ø12	1700
7	0,4	3,6	B20	A240/Ø12	2100
8	0,3	2,8	B15	A240/Ø12	1000
9	0,3	3,6	B20	A240/Ø10	1100
10	0,3	4,6	B30	A240/Ø12	1600
11	0,4	4,6	B20	A240/Ø14	1000
12	0,3	2,8	B15	A240/Ø10	1600
13	0,4	4,6	B10	A240/Ø14	1000
14	0,3	2,8	B15	A240/Ø12	1600
15	0,3	4,6	B20	A240/Ø10	1600
16	0,4	2,8	B15	A240/Ø14	1000
17	0,3	2,8	B10	A240/Ø12	1600
18	0,35	4,2	B15	A240/Ø10	1600
19	0,35	4,2	B25	A240/Ø12	1700
20	0,4	4,2	B15	A240/Ø14	2100
21	0,4	3,6	B20	A240/Ø10	1700
22	0,3	4,6	B15	A240/Ø12	2100
23	0,35	2,8	B30	A240/Ø10	2100
24	0,4	3,6	B10	A240/Ø12	1700
25	0,3	4,6	B30	A240/Ø14	1700

Вариант	Сечение $h \times b$, м, ($h=b$)	Расчетная длина колонны Н, м	Класс бетона	Класс арматуры/диаметры рабочих стержней, мм	Нагрузка при реконструкции, кН
26	0,35	4,2	B15	A240/Ø10	1100
27	0,4	3,6	B10	A240/Ø12	2100
28	0,4	4,6	B20	A240/Ø10	1700
29	0,3	3,6	B15	A240/Ø14	1100
30	0,3	4,6	B25	A240/Ø10	2100

2.4. ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ №7. Ремонт и усиление металлоконструкции. Практическое занятие №7. Сбор нагрузок и поверочный расчет металлической колонны.

Методические указания к выполнению задания.

При выполнении практической работы необходимо выполнить следующие расчеты:

- сбор нагрузок на металлическую колонну;
- поверочный расчет металлическую колонны.

Условие задания.

Вариант исходных данных определяется по таблице 44. Используя исходные данные предоставленные в таблице 45, выполнить сбор нагрузок на металлическую колонну и поверочный расчет металлической колонны.

Указания к выполнению.

При выполнении работы необходимо выполнить расчеты в указанной последовательности, используя материалы лекционных занятий, а также СП 16.13330.2011 «Стальные конструкции», СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия».

Расчет стальных конструкций следует выполнять с учетом назначения конструкций, условий их изготовления, транспортирования, монтажа и эксплуатации, а также свойств материалов.

В расчетных схемах должны быть учтены деформационные характеристики опорных закреплений, оснований и фундаментов.

За расчетную температуру в районе строительства следует принимать температуру наружного воздуха наиболее холодных суток обеспеченностью 0,98, определенную согласно СП 131.13330.

Расчетная технологическая температура устанавливается заданием на разработку строительной части проекта.

Расчетные схемы и основные предпосылки расчета должны отражать действительные условия работы стальных конструкций.

Рассматриваются следующие расчетные модели несущих конструкций:

- отдельные конструктивные элементы (например, растянутые и сжатые стержни, балки, стойки и колонны сплошного сечения и др.);
- плоские или пространственные системы, раскрепленные (несвободные – рис. 2.11, а); систему следует считать раскрепленной, если конструкция раскрепления не менее чем в 5 раз уменьшает горизонтальные перемещения системы; расчет таких конструкций может быть выполнен путем расчета отдельных элементов с учетом их взаимодействия между собой и с основанием;
- плоские или пространственные системы, нераскрепленные (свободные – рис. 2.11, б); при расчете таких конструкций, наряду с проверкой отдельных элементов, следует учитывать возможность достижения предельного состояния системы в целом;
- листовые конструкции (оболочки вращения).

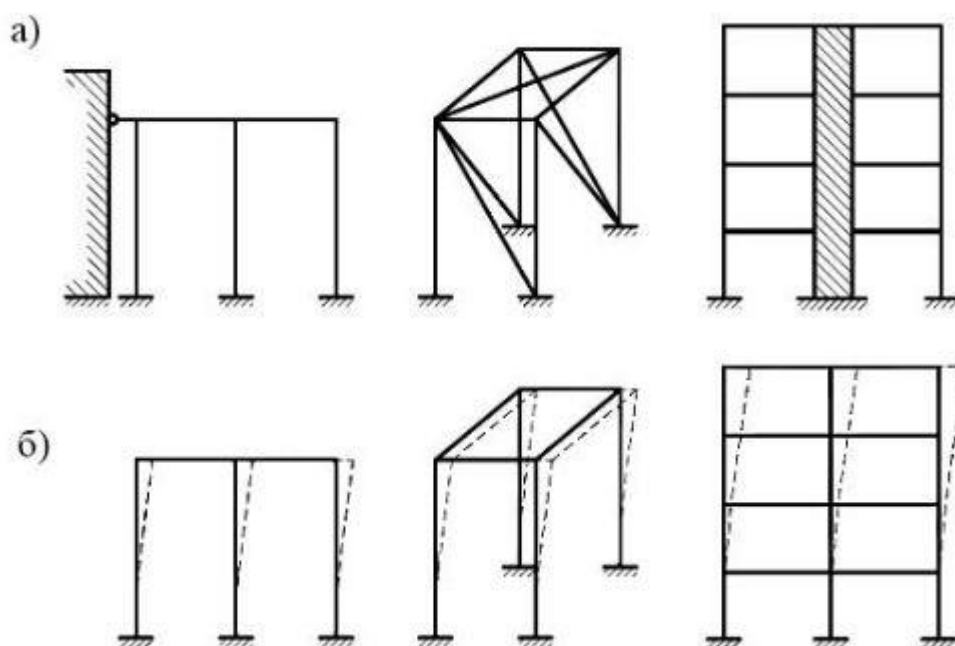


Рис. 2.11. - Схемы систем раскрепленных (а) и не раскрепленных от перемещений (б)

Пространственные стальные конструкции следует, как правило, рассчитывать как единые системы с учетом факторов, определяющих напряженное и деформированное состояние, особенности взаимодействия

элементов конструкций между собой и с основанием, геометрической и физической нелинейности, свойств материалов и грунтов.

Допускается выполнять проверку устойчивости стержневых конструкций (в том числе пространственных) с использованием сертифицированных вычислительных комплексов как идеализированных систем в предположении упругих деформаций стали.

Оценку общей устойчивости каркаса допускается производить по недеформированной схеме для каркасов рамной (с жесткими узлами ригелей с колоннами), рамно-связевой (рамный каркас с вертикальными диафрагмами жесткости или жесткими вставками) или связевой (безригельный каркас или с нежесткими узлами ригелей с колоннами) систем, которые имеют в своем составе продольные и поперечные рамы и связи.

В рамно-связевой или в связевой системах, когда узлы связевого блока не совпадают с узлами каркаса, расчет следует выполнять по деформированной схеме (с учетом геометрической нелинейности системы).

Решение задания.

Поверочный расчет металлической колонны:

Исходные данные:

Две металлические стойки, объединенные связями, высотой 6 м изготовлены из двутавров № 27в по ОСТ 10016-39 ($A=60 \text{ см}^2$, $W_x=509 \text{ см}^3$, $i_x=10,7 \text{ см}$, $d=10,5 \text{ мм}$, $t=13,7 \text{ мм}$) (рис. 2.12).

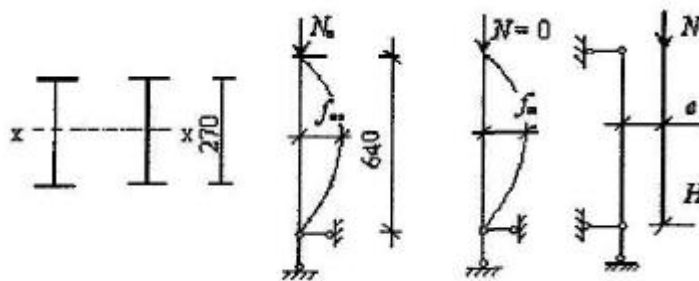


Рис. 2.12. Расчетные схемы и сечение стоек

Расчетное сопротивление материала 200 МПа. Расчетная нагрузка на одну стойку $F_1=460 \text{ кН}$.

Обследование показало, что имеется искривление стойки до стрелки $f_{из}=5$ см и равномерный по поперечному сечению коррозионный износ с глубиной проникновения коррозии $\Delta^*=2$ мм.

Расчетную площадь поперечного сечения при равномерном коррозионном износе A_{ef} определяем по формуле:

$$A_{ef} = (1 - K_{SA} \cdot \Delta^*) A_o = (1 - 4,2(10,5 + 13,7) \cdot 2) \cdot 60 = 40,17 \text{ см}^2, \quad (2.105)$$

где A_o – площадь поперечного сечения элемента без учета коррозии; K_{SA} – коэффициент слитности сечения, равный отношению периметра, контактирующего со средой, к площади поперечного сечения (K_S равен: $2/t$ – для уголков; $1/t$ – для замкнутых профилей; $4(t+d)$ для швеллеров и двутавров, здесь t и d – толщины полки и стенки соответственно в мм).

Момент сопротивления определим по формуле:

$$W_{ef} = (1 - K_{SW} \cdot \Delta^*) W_o = (1 - 0,22 \cdot 2) 509 = 285 \text{ см}^3, \quad (2.106)$$

где W_o – момент сопротивления сечения без учета коррозионных повреждений; K_{SW} – коэффициент изменения момента сопротивления вследствие коррозионного износа (по табл. 42 $K_{SW}=0,22$).

Таблица 2.29

Коэффициенты K_{SW}, K_{SA} для различных прокатных профилей, мм

Швеллеры ГОСТ 8240-72*			Двутавры ГОСТ 8239-72*			Двутавры широкополочные ТУ 14-2224-72*		
Номер профиля	K_{SW}	K_{SA}	Номер профиля	K_{SW}	K_{SA}	Номер профиля	K_{SW}	K_{SA}
12	0,29	0,27	20	0,26	0,24	20ш	0,33	0,27
14	0,28	0,26	22	0,25	0,23	23ш	0,29	0,27
16	0,27	0,25	24	0,24	0,21	23ш2	0,2	0,18

Швеллеры ГОСТ 8240-72*			Двутавры ГОСТ 8239-72*			Двутавры широкополочные ТУ 14-2224-72*		
16а	0,25	0,24	27	0,23	0,2	26ш	0,25	0,25
18	0,26	0,25	27а	0,22	0,2	30ш	0,22	0,21
20	0,25	0,24	30	0,22	0,2	35ш	0,2	0,18
22	0,24	0,23	30а	0,21	0,19	40ш	0,17	0,16
24	0,23	0,22	36	0,18	0,16	50ш	0,17	0,16
27	0,22	0,2	40	0,17	0,15	60ш	0,16	0,15
30	0,21	0,19	50	0,15	0,13	70ш	0,15	0,14
36	0,18	0,17	60	0,13	0,11	-	-	-

Приведенное значение радиуса инерции i_{ef} ,

$$i_{ef} = \sqrt{W_{ef} \cdot h / 2 / A_{ef}} = \sqrt{285 \cdot 13,5 / 40,17} = 9,79 \text{ см.} \quad (2.107)$$

Вычисляем условную гибкость λ :

$$\lambda = (H / i_{ef}) \sqrt{R / E} = (600 / 9,79) \sqrt{200 / 2,1 \cdot 10^5} = 1,89, \quad (2.108)$$

где H – расчетная высота стойки; R – расчетное сопротивление стали; E – модуль упругости стали ($E=2,1 \cdot 10^5$ МПа).

Напряжение σ_1 в стойке:

$$\sigma_1 = F / A_{ef} = 460 / 40,17 = 11,45 \text{ кН / см}^2 = 114,5 \text{ МПа.} \quad (2.109)$$

Коэффициент ψ_o :

$$\psi_o = 1 - 0,1 \lambda^2 \sigma_1 / R = 1 - 0,1 \cdot 1,89^2 \cdot 114,5 / 200 = 0,795. \quad (2.110)$$

Стрелку искривления стержня в незагруженном состоянии f_o определим по формуле:

$$f_o = \psi_o x f_{из} = 0,795 \cdot 5 = 3,98 \text{ см.} \quad (2.111)$$

Относительный эксцентриситет m_f :

$$m_f = f_o \cdot A_{ef} / W_{ef} = 3,98 \cdot 40,17 / 285 = 0,56. \quad (2.112)$$

Коэффициент влияния формы сечения η :

$$\begin{aligned} \eta &= (1,75 - 0,1 \cdot m_f) - 0,02(5 - m_f) \cdot \lambda = \\ &= (1,75 - 0,1 \cdot 0,56) - 0,02(5 - 0,56) \cdot 1,89 = 1,52. \end{aligned} \quad (2.113)$$

Коэффициент перехода K от стрелки искривления к эквивалентному эксцентриситету определяем по формуле:

$$K = 0,82 + 0,1\sqrt{3 \cdot m_f / \lambda} = 0,82 + 0,1\sqrt{1,52 \cdot 0,56 / 1,89} = 0,75, \quad (2.114)$$

откуда приведенный эксцентриситет m_{ef} :

$$m_{ef} = K \cdot \eta \cdot m_f = 0,75 \cdot 1,52 \cdot 0,56 = 0,64. \quad (2.115)$$

По табл. 43 при $\lambda = 1,89$ и $m_{ef} = 0,64$ имеем коэффициент внецентренного сжатия $\varphi_{вн} = 0,604$.

Таблица 2.30

Коэффициенты для проверки устойчивости внецентренно-сжатых
сплошностенчатых стержней в плоскости действия момента, совпадающей с
плоскостью симметрии

Условная гибкость, λ	Коэффициенты $\varphi_{вн}$ при приведенном относительном эксцентриситете m_{ef}												
	0,1	0,25	0,5	0,75	1,0	1,25	1,5	1,75	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0
0,5	967	922	850	782	722	669	620	577	538	469	417	370	337
1,0	925	854	778	711	653	600	563	520	484	427	382	341	307
1,5	875	804	716	647	593	548	507	470	439	388	347	312	283
2,0	813	742	653	587	536	496	457	425	397	352	315	286	260
2,5	742	672	587	526	480	442	410	383	357	317	287	262	238
3,0	667	597	520	465	425	395	365	342	320	287	260	238	217
3,5	587	522	455	408	375	350	325	303	287	258	233	216	198
4,0	505	447	394	356	330	309	289	270	256	232	212	197	181

4,5	418	382	342	310	288	272	257	242	229	208	192	178	165
5,0	354	326	295	273	253	239	225	215	205	188	175	162	150
5,5	302	280	256	240	224	212	200	192	184	170	158	148	138
6,0	258	244	223	210	198	190	178	172	166	153	145	137	128
6,5	223	213	196	185	176	170	160	155	149	140	132	125	117
7,0	194	186	173	163	157	152	145	141	136	127	121	115	108
8,0	152	146	138	133	128	121	117	115	113	106	100	095	091
9,0	122	117	112	107	103	100	098	096	093	088	085	082	079
10,0	100	097	093	091	090	085	081	080	079	075	072	070	069
11,0	083	079	077	076	075	073	071	069	068	063	062	061	060
12,0	069	067	064	063	062	060	059	059	058	055	054	053	052
13,0	062	061	054	053	052	051	051	050	049	049	048	048	047
14,0	052	049	049	048	048	047	047	046	045	044	043	043	04

Продолжение таблицы 2.30

Условная гибкость	Коэффициенты φ_{BH} при приведенном относительном эксцентриситете m_{ef}												
	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5	7,0	8,0	9,0	10,0	12,0	14,0	17,0	20,0
0,5	307	280	260	237	222	210	183	164	150	125	106	090	077
1,0	283	259	240	225	209	196	175	157	142	121	103	086	074
1,5	262	240	223	207	195	182	163	148	134	114	099	082	070
2,0	240	222	206	193	182	170	153	138	125	107	094	079	067
2,5	220	204	190	178	168	158	144	130	118	101	090	076	065
3,0	202	187	175	166	156	147	135	123	112	097	086	073	063
3,5	183	172	162	153	145	137	125	115	106	092	082	069	060
4,0	168	158	149	140	135	127	118	108	098	088	078	066	057
4,5	155	146	137	130	125	118	110	101	093	083	075	064	055
5,0	143	135	126	120	117	111	103	095	088	079	072	062	053
5,5	132	124	117	112	108	104	095	089	084	075	069	060	051
6,0	120	115	109	104	100	096	089	084	079	072	066	057	049
6,5	112	106	101	097	094	089	083	080	074	068	062	054	047
7,0	102	098	094	091	087	083	078	074	070	064	059	052	045
8,0	087	083	081	078	076	074	068	065	062	057	053	047	041
9,0	075	072	069	066	065	064	061	058	055	051	048	043	038
10,0	065	062	060	059	058	057	055	052	049	046	043	039	035
11,0	057	055	053	052	051	050	048	046	044	040	038	035	032
12,0	051	050	049	048	047	046	044	042	040	037	035	032	029
13,0	045	044	043	042	041	041	039	038	037	035	033	030	027
14,0	041	040	040	039	039	038	037	036	036	034	032	029	026
Примечания: 1. Значения коэффициентов φ_{BH} в таблице увеличены в 1000 раз. 2. Значения φ_{BH} принимать не выше значений φ .													

Напряжения в колонне σ с учетом коррозии и искривления:

$$\sigma = F / \varphi_{\text{BH}} \cdot A_{ef} = 460 / 0,604 \cdot 40,17 = 18,96 \text{ кН} / \text{см}^2 = 189,6 \text{ МПа} > 2000,9 = 180 \text{ МПа}. \quad (2.116)$$

Вывод: Стойка перенапряжена, и ее необходимо усилить.

Задания для самостоятельного решения.

Таблица 2.31

Таблица соответствия выбора варианта:

I – предпоследняя цифра, II – последняя цифра номера зачетки

$\begin{matrix} \text{II} \\ \text{I} \end{matrix}$	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
1	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
2	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
3	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
4	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
5	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
6	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
7	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
8	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
9	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10

Таблица 2.32

Исходные данные для выполнения работы

Вариант	№ профиля	Площадь попереч ного сечения, $A, \text{см}^2$	W_{xc} м^3	i_x	Расчетное сопротивле ние, R, МПа	Расчетная нагрузка F_1	Высота колонн ы, м
1	Дв. 20а	35,5	237	8,15	200	195	4
2	Дв. 20в	39,5	250	7,96	200	200	4
3	Дв. 22а	42	309	8,99	200	230	4
4	Дв. 22в	46,4	325	8,78	200	240	3,5
5	Дв. 24а	47,7	381	9,77	200	260	3,5
6	Дв. 24в	52,6	400	9,57	200	300	3,5
7	Дв. 27а	54,6	485	10,9	200	350	3,8
8	Дв. 30а	61,2	597	12,1	200	480	3,8
9	Дв. 30в	67,2	627	11,8	200	510	3,2
10	Дв. 30с	73,2	657	11,6	200	550	3,2

Вариант	№ профиля	Площадь попереч ного сечения, $A, \text{см}^2$	$W_{x,c}$ м^3	i_x	Расчетное сопротивле ние, R, МПа	Расчетная нагрузка F_1	Высота колонн ы, м
11	Дв. 33а	68,1	721	13,2	200	610	3,3
12	Дв. 33в	74,7	757	12,9	200	660	3,3
13	Дв. 33с	81,3	794	12,7	200	700	3,0
14	Дв. 36а	76,3	875	14,4	200	730	3,0
15	Дв. 36в	83,5	919	14,1	200	750	3,7
16	Дв. 36с	90,7	962	13,8	200	770	3,7
17	Дв. 22в	46,4	325	8,78	200	240	3,5
18	Дв. 27а	54,6	485	10,9	200	330	3,8
19	Дв. 30с	73,2	657	11,6	200	470	3,2
20	Дв. 20а	35,5	237	8,15	200	180	4
21	Дв. 24в	52,6	400	9,57	200	230	3,5
22	Дв. 24а	47,7	381	9,77	200	240	3,5
23	Дв. 30а	61,2	597	12,1	200	510	3,8
24	Дв. 30в	67,2	627	11,8	200	470	3,2
25	Дв. 22а	42	309	8,99	200	210	4
26	Дв. 22в	46,4	325	8,78	200	220	3,5
27	Дв. 24а	47,7	381	9,77	200	290	3,5
28	Дв. 24в	52,6	400	9,57	200	280	3,5
29	Дв. 27а	54,6	485	10,9	200	300	3,8
30	Дв. 33с	81,3	794	12,7	200	650	3,0

2.5. ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ №8. Ремонт и усиление деревянной конструкции. Сбор нагрузок и поверочный расчет клеёной деревянной балки перекрытия.

Методические указания к выполнению задания.

При выполнении практической работы необходимо выполнить следующие расчеты:

- сбор нагрузок на деревянную балку перекрытия;
- поверочный расчет деревянной балки перекрытия.

Условие задания.

Вариант исходных данных определяется по таблице 2.43. Используя исходные данные предоставленные в таблице 2.44, выполнить сбор нагрузок на деревянную балку перекрытия и поверочный расчет деревянной балки перекрытия.

Указания к выполнению.

При выполнении работы необходимо выполнить расчеты в указанной последовательности, используя материалы лекционных занятий, а также СП 64.13330.2017 «Деревянные конструкции», СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия».

Деревянные конструкции (далее ДК) подразделяют (классифицируют) по основным признакам: функциональному назначению, условиям эксплуатации, сроку службы.

При проектировании ДК следует руководствоваться требованиями СП 70.13330, предусматривать их защиту от увлажнения, биоповреждения, от коррозии (для конструкций, эксплуатируемых в условиях агрессивных сред) в соответствии с нормами по проектированию защиты строительных конструкций от коррозии СП 28.13330, от воздействия огня в случае пожара, а также с учетом сейсмических воздействий при строительстве в сейсмических районах согласно СП 14.13330.

ДК должны удовлетворять требованиям расчета по несущей способности (1-я группа предельных состояний) и по деформациям, не препятствующим

нормальной эксплуатации (2-я группа предельных состояний), с учетом характера и длительности действия нагрузок.

ДК следует проектировать с учетом особенностей изготовления, а также условий их эксплуатации, транспортирования и монтажа.

ДК в условиях постоянного или периодического длительного нагрева допускается применять, если температура окружающего воздуха не превышает 50°C. Для конструкций из клееной древесины (далее - КДК) температура выше 35°C допускается при относительной влажности воздуха не менее 50%.

Долговечность ДК должна быть обеспечена конструктивными мерами в соответствии с указаниями раздела 9 и, в необходимых случаях, защитной обработкой, предусматривающей их предохранение от увлажнения, биоповреждения и возгорания.

Для изготовления ДК следует применять древесину преимущественно хвойных пород. Древесину твердых лиственных пород следует использовать для нагелей, подушек и других деталей.

Примечание - Для конструкций деревянных опор воздушных линий электропередачи следует применять древесину сосны и лиственницы, а для конструкций опор линий электропередачи напряжением 35 кВ и менее, за исключением элементов стоек и приставок, заглубленных в грунт, и траверс, допускается применять древесину ели и пихты.

Качество древесины, используемой для элементов несущих ДК, должно соответствовать дополнительным требованиям.

Прочность древесины соответствующих сортов или классов прочности должна быть не ниже нормативных сопротивлений.

В зависимости от температурно-влажностных условий эксплуатации (классов условий эксплуатации) следует предъявлять требования к максимальным значениям эксплуатационной влажности древесины и учитывать зависимость ее прочности от этих значений.

В конструкциях из цельной древесины, эксплуатируемых в условиях классов эксплуатации 2, 3 и 4, когда усушка древесины не вызывает расстройств или увеличения податливости соединений, допускается применять древесину с влажностью не более 40% при условии ее защиты от гниения.

Таблица 2.33

Класс условий эксплуатации		Эксплуатационная влажность древесины, %	Максимальная относительная влажность воздуха при температуре 20°C, %
1 (сухой)	1а	Не более 8	40
	1б	Не более 10	50
2 (нормальный)		Не более 12	65
3 (влажный)		Не более 15	75
4 (мокрый)	4а	Не более 20	85
	4б	Более 20	Более 85
Примечания 1 Допускается в качестве "эксплуатационной" принимать "равновесную" влажность древесины. 2 Допускается кратковременное превышение максимальной влажности в течение 2-3 нед. в году.			

Древесина нагелей, вкладышей и других деталей должна быть прямослойной, без сучков и других пороков, влажность древесины не должна превышать 12%. Такие детали из древесины малостойких в отношении загнивания пород (береза, бук) следует подвергать антисептированию.

Величину сбега круглых лесоматериалов при расчете элементов конструкций следует принимать равной 0,8 см на 1 м длины, а для лиственницы - 1 см на 1 м длины.

Древесину слоистую из клееного шпона (LVL) используют в строительстве для несущих конструкций в основном из однонаправленного шпона и для несущих ограждающих конструкций, когда часть слоев шпона расположена в перпендикулярном направлении.

Для конструкций клееных фанерных следует применять фанеру марки ФСФ, а также бакелизованную фанеру марки ФБС.

Плотность древесины, включая клееную, фанеры и материала из однонаправленного шпона, для определения собственного веса конструкций при расчете.

Другие клеи, не перечисленные в таблице 2.34, допускается использовать при условии, что их свойства и долговечность будут соответствовать требованиям, предъявляемым к типам клея

Таблица 2.34

Тип кле я	Склеивае мый материал	Класс функциональ ного назначения А.1.	Класс условий эксплуатаци и (таблица 1)	Примеры клеев
1	Древесина, древесные плитные	1-3	1-4	На основе резорцин- фенолформальдегидных смол или меламина с предварительным перемешиванием компонентов

2	материалы	16-3	1-3	На основе меламина с раздельным нанесением компонентов на склеиваемые поверхности
3		26-3	1,2	На основе карбамидных смол, двухкомпонентные ЭПИ клеи повышенной водостойкости, полиуретановые
4	Древесина с металлом	1-3	1-3	На основе эпоксидных смол

Для стальных элементов деревянных конструкций следует применять стали в соответствии с СП 16.13330 и арматурные стали в соответствии с СП 63.13330.

В соединениях элементов конструкций, эксплуатируемых в условиях агрессивной по отношению к стали среды, следует использовать коррозионностойкие стали, алюминиевые сплавы, стеклопластики, древесно-слоистые пластики ДСПБ, а также древесину твердых лиственных пород.

Для конструкций на клеенных стержнях следует использовать стержни периодического профиля класса А400-600 и стержни из круглой стали, алюминиевых сплавов, арматуры класса А240 с нарезкой на всю глубину клеивания.

В композитных конструкциях из ДК и бетона (приложение Л) используют следующие материалы: ДК, бетон тяжелый классов В20 и выше, клеенные арматурные стержни, в соответствии с положениями приложения Ж.

Для защитной обработки ДК материалы следует выбирать в соответствии с положениями СП 28.13330.

Расчетные сопротивления древесины сосны, ели и лиственницы европейской отсортированной по сортам, следует определять по формуле: $R^p = R^A m_{\text{дл}} \cdot \Pi_{\text{ми}}$, где R^A - расчетное сопротивление древесины, МПа, приведенное в таблице 48, влажностью 12% для режима нагружения А, согласно таблице 2.33, в сооружениях 2-го класса функционального назначения, согласно приложению А, при сроке эксплуатации не более 50 лет; $m_{\text{дл}}$ - коэффициент длительной прочности, соответствующий режиму длительности загрузки (таблица 50); $\Pi_{\text{ми}}$ - произведение коэффициентов условий работы.

Расчетные сопротивления для других пород древесины устанавливают путем умножения величин, приведенных в таблице 2.33, на переходные коэффициенты m_n , указанные в таблице 2.35.

Таблица 2.35

Напряженное состояние и характеристика элементов	Расчетное сопротивление, МПа, для сортов древесины			
	Обозначение	1	2	3
1 Изгиб, сжатие и смятие вдоль волокон:	$R_{\text{и}}^A, R_{\text{с}}^A, R_{\text{см}}^A$			
а) элементы прямоугольного сечения высотой не более 50 см. При высоте сечения более 50 см.		21	19,5	13
б) элементы прямоугольного сечения шириной от 11 до 13 см при высоте сечения от 11 до 50 см		22,5	21	15
в) элементы прямоугольного сечения шириной более 13 см при высоте сечения от 13 до 50 см		24	22,5	16,5

г) элементы из круглых лесоматериалов без врезок в расчетном сечении		-	24	15
2 Растяжение вдоль волокон:	R_p^A			
а) элементы из цельной древесины		15	10,5	-
б) клееные элементы		18	13,5	-
3 Сжатие и смятие по всей площади поперек волокон	$R_{с90}^A R_{см90}^A$	2,7	2,7	2,7
4 Смятие поперек волокон местное:	$R_{см90}^A$			
а) в опорных частях конструкций, лобовых врубках и узловых примыканиях элементов		4,5	4,5	4,5
б) под шайбами при углах смятия от 90 до 60°		6	6	6
5 Скалывание вдоль волокон:	$R_{ск}^A$			
а) при изгибе элементов из цельной древесины		2,7	2,4	2,4
б) при изгибе клееных элементов		2,4	2,25	2,25
в) в лобовых врубках для максимального напряжения		3,6	3,2	3,2
г) местное в клеевых соединениях для максимального напряжения		3,2	3,2	3,2

6 Скалывание поперек волокон в соединениях:	$R^A_{ск90}$			
а) элементов из цельной древесины		1,5	1,2	0,9
б) клееных элементов		1,05	1,05	0,9
7 Растяжение поперек волокон элементов из клееной древесины	R^A_{R90}	0.23	0.15	0.12
8 Срез под углом к волокнам 45°	R^A_{cp45}	9	7,5	6
Срез под углом к волокнам 90°	R^A_{cp90}	16,5	13,5	12
Примечания. 1 Расчетное сопротивление изгибу для элементов настила и обрешетки под кровлю из древесины 3-го сорта следует принимать равным 19,5 МПа				

Таблица 2.36

Обозначение режимов нагружения	Характеристика режимов нагружения	Приведенное расчетное время действия нагрузки, с	Коэффициент длительной прочности $m_{\partial n}$
А	Линейно возрастающая нагрузка при стандартных машинных испытаниях	1-10	1,0
Б	Совместное действие постоянной и длительной временной нагрузок, напряжение от которых	10^8 - 10^9	0,53

	превышает 80% полного напряжения в элементах конструкций от всех нагрузок		
В	Совместное действие постоянной, длительной временной нагрузок и нагрузок от людей на перекрытия жилых и общественных зданий	10^6-10^7	0,66
Г	Совместное действие постоянной и кратковременной снеговой нагрузок	10^6-10^7	0,66
Д	Совместное действие постоянной и кратковременной ветровой нагрузок или постоянной и кратковременных снеговой и ветровой нагрузок	10^3-10^4	0,8
Е	Совместное действие постоянной и монтажной нагрузок	10^3-10^4	0,8
Ж	Совместное действие постоянной и сейсмической нагрузок	$10-10^2$	0,92

И	Действие импульсивных и ударных нагрузок	10^{-1} - 10^{-8}	1,1
К	Совместное действие постоянной и кратковременной снеговой нагрузок в условиях пожара	10^3 - 10^4	0,8
Л	Для опор воздушных линий электропередачи - гололедная, монтажная, ветровая при гололеде, от тяжения проводов при температуре ниже среднегодовой	10^4 - 10^5	0,75
М	Для опор воздушных линий электропередачи - при обрыве проводов и тросов	10^{-1} - 10^{-2}	1,0

Таблица 2.37

Древесная порода	Коэффициент m_n для расчетных сопротивлений		
	растяжению, изгибу, сжатию и смятию вдоль волокон R_p , R_u , R_c , R_{cm}	сжатию и смятию поперек волокон R_{90} , R_{cm90}	Скалыванию $R_{ск}$
Хвойные:			

1 Лиственница, кроме европейской	1,2	1,2	1
2 Кедр сибирский, кроме кедра Красноярского края	0,9	0,9	0,9
3 Кедр Красноярского края	0,65	0,65	0,65
4 Пихта	0,8	0,8	0,8
Твердые лиственные:			
5 Дуб	1,3	2	1,3
6 Ясень, клен, граб	1,3	2	1,6
7 Акация	1,5	2,2	1,8
8 Береза, бук	1,1	1,6	1,3
9 Вяз, ильм	1	1,6	1
Мягкие лиственные			
10 Ольха, липа, осина, тополь	0,8	1	0,8
Примечания. Коэффициенты m_n , указанные в таблице, для конструкций опор воздушных линий электропередачи, изготавливаемых из не пропитанной антисептиками лиственницы, умножаются на коэффициент 0,85.			

Таблица 2.38

Условие эксплуатации (таблица 1)	1А и 1	2	3	4
Коэффициент m_B	1	0,9	0,85	0,75

конструкций, эксплуатируемых при установившейся температуре воздуха ниже плюс 35°C, — коэффициент $m_T=1$; при температуре плюс 50°C – коэффициент $m_T=0,8$. Для промежуточных значений температуры коэффициент принимают по интерполяции;

изгибаемых, внецентренно сжатых, сжато-изгибаемых и сжатых клееных элементов прямоугольного сечения высотой более 50 см значения расчетных сопротивлений изгибу и сжатию вдоль волокон – коэффициент m_b , указанный в таблице 53:

Таблица 2.39

Высота сечения, см	50 и менее	60	70	80	100	120 и более
Коэффициент m_b	1	0,96	0,93	0,90	0,85	0,8

растянутых элементов с ослаблением в расчетном сечении и изгибаемых элементов из круглых лесоматериалов с подрезкой в расчетном сечении – коэффициент $m_o=0,8$;

элементов, подвергнутых глубокой пропитке антипиренами под давлением, — коэффициент $m_a=0,9$;

изгибаемых, внецентренно сжатых, сжато-изгибаемых и сжатых клееных деревянных элементов, в зависимости от толщины слоев, значения расчетных сопротивлений изгибу, скалыванию и сжатию вдоль волокон — коэффициент $m_{сд}$, указанный в таблице 2.40:

Таблица 2.40

Толщина слоя, мм	10 и менее	19	26	33	42
Коэффициент m_b	1,2	1,1	1,05	1,0	0,95

гнуемых элементов конструкций значения расчетных сопротивлений растяжению, сжатию и изгибу — коэффициент $m_{гн}$, указанный в таблице 2.41:

Таблица 2.41

Напряженное состояние	Обозначение расчетных сопротивлений	Коэффициент $m_{ГН}$ при отношении r_K/a			
		150	200	250	500 и более
Сжатие и изгиб	$R_c, R_{и}$	0,8	0,9	1	1
Растяжение	R_p	0,6	0,7	0,8	1
Примечание — r_K — радиус кривизны гнутой доски или бруска; a — толщина гнутой доски или бруска в радиальном направлении.					

в зависимости от срока службы – коэффициент $m_{с.с.}$, указанный в таблице 2.42:

Таблица 2.42

Вид напряженного состояния	Значение коэффициента $m_{с.с.}$ при сроке службы сооружения		
	≤ 50 лет	75 лет	100 лет и более
Изгиб, сжатие, смятие вдоль и поперек волокон древесины	1,0	0,9	0,8
Растяжение и скалывание вдоль волокон древесины	1,0	0,85	0,7
Растяжение поперек волокон древесины	1,0	0,8	0,5
Примечание — Значение коэффициента $m_{с.с.}$ для промежуточных сроков службы сооружения принимаются по линейной интерполяции.			

Решение задания.

Поверочный расчет деревянной балки перекрытия:

Исходные данные:

Проверим сечение балки междуэтажного перекрытия при расчетной нагрузке на 1 м балки $q=3,87$ кН/м и сечения балки из бруса 8х24 см.

Пролет балки 6 м.

1. Необходимо вычислить

$$W = b \cdot h^2 / 6 = 8 \cdot 24^2 / 6 = 768 \text{ см}^3; \quad (2.117)$$

$$I = b \cdot h^3 / 12 = 8 \cdot 24^3 / 12 = 9216 \text{ см}^4. \quad (2.118)$$

Определим максимальный изгибающий момент M :

$$M = 0,125 \cdot q \cdot l^2 = 0,125 \cdot 3,87 \cdot 6^2 = 17,42 \text{ кНм}. \quad (2.119)$$

Напряжения в балке σ определим по формуле:

$$\sigma = M / W = 174200 / 768 = 226,8 \text{ кг / см}^2 = 22,68 \text{ МПа} > 12 \text{ МПа} \quad (2.120)$$

Вывод: Сечение балки не подходит. Необходимо ее усиление.

Задания для самостоятельного решения.

Таблица 2.43

Таблица соответствия выбора варианта:

I – предпоследняя цифра, II – последняя цифра номера зачетки

$\begin{matrix} \text{II} \\ \text{I} \end{matrix}$	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
1	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
2	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
3	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
4	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
5	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
6	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
7	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
8	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
9	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10

Таблица 2.44

Исходные данные для выполнения работы

Вариант	Расчетная нагрузка q , кН/м	Сечение балки, см		Пролет балки, м
		b	h	
1	3,5	5	20	5,0
2	3,1	6	30	7,0
3	2,7	4,5	25	8,0
4	2,9	4	25	4,0
5	2,6	5,5	20	5,3
6	3,5	6	30	4,8
7	3,8	4	25	5,3
8	4,1	5	20	4,1
9	2,1	4,5	25	5,7

Вариант	Расчетная нагрузка q , кН/м	Сечение балки, см		Пролет балки, м
		b	h	
10	2,8	5,5	20	6,0
11	2,7	6	30	4,2
12	2,9	6	30	3,7
13	2,6	4,5	25	3,9
14	3,5	4	25	6,1
15	3,8	5,5	20	6,6
16	4,1	6	30	4,3
17	2,1	4	25	4,4
18	2,8	5	20	5,1
19	2,7	6	30	8,1
20	2,9	4,5	25	1,4
21	2,6	6	30	1,5
22	3,5	4,5	25	1,4
23	3,8	4	25	1,0
24	3,8	5,5	20	5,0
25	4,1	6	30	7,0
26	2,1	4	25	8,0
27	2,8	6	30	4,0
28	2,7	4,5	25	5,3
29	2,9	4	25	4,8
30	2,6	5,5	20	5,3