

Частное образовательное учреждение профессионального образования
«Ставропольский многопрофильный колледж»

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ

к практическим занятиям и практической подготовке

по МДК 01.01.03 Строительные конструкции

МДК 01.01 Проектирование зданий и сооружений

ПМ. 01 Участие в проектировании зданий и сооружений

для обучающихся по специальности

08.02.01 «Строительство и эксплуатация зданий и сооружений»

Ставрополь 2024

сведения о сертификате ЭЦ

Владелец: Кандаурова Наталья
Владимировна, директор
Сертификат:
0298d2a100a6b37d85433743564d5a7918
Действителен: с 01.12.2025 12:39:11 по
01.03.2027 12:49:11

Методические рекомендации предназначены для проведения практических занятий по дисциплине МДК 01.01.03 Строительные конструкции, составлены в соответствии с учебной программой дисциплины, соответствует ФГОС СПО по специальности 08.02.01 «Строительство и эксплуатация зданий и сооружений».

В результате изучения дисциплины обучающийся будет обладать общими компетенциями, включающими в себя способность:

ОК 01. Выбирать способы решения задач профессиональной деятельности применительно к различным контекстам;

ОК 02. Осуществлять поиск, анализ и интерпретацию информации, необходимой для выполнения задач профессиональной деятельности;

ОК 03. Планировать и реализовывать собственное профессиональное и личностное развитие;

ОК 04. Работать в коллективе и команде, эффективно взаимодействовать с коллегами, руководством, клиентами;

ОК 05. Осуществлять устную и письменную коммуникацию на государственном языке Российской Федерации с учетом особенностей социального и культурного контекста;

ОК 06. Проявлять гражданско-патриотическую позицию, демонстрировать осознанное поведение на основе традиционных общечеловеческих ценностей;

ОК 07. Содействовать сохранению окружающей среды, ресурсосбережению, эффективно действовать в чрезвычайных ситуациях;

ОК 08. Использовать средства физической культуры для сохранения и укрепления здоровья в процессе профессиональной деятельности и поддержания необходимого уровня физической подготовленности;

ОК 09. Использовать информационные технологии в профессиональной деятельности;

ОК 10. Пользоваться профессиональной документацией на государственном и иностранном языках;

ОК 11. Использовать знания по финансовой грамотности, планировать предпринимательскую деятельность в профессиональной сфере.

ЛР 4 Проявляющий и демонстрирующий уважение к людям труда, осознающий ценность собственного труда. Стремящийся к формированию в сетевой среде лично и профессионального конструктивного «цифрового следа»

ЛР13 Способный при взаимодействии с другими людьми достигать поставленных целей, стремящийся к формированию в строительной отрасли и системе жилищно-коммунального хозяйства личностного роста как профессионала

ЛР14 Способный ставить перед собой цели под для решения возникающих профессиональных задач, подбирать способы решения и средства развития, в том числе с использованием информационных технологий;

ЛР 16 Способный искать и находить необходимую информацию используя разнообразные технологии ее поиска, для решения возникающих в процессе производственной деятельности проблем при строительстве и эксплуатации объектов капитального строительства;

Составитель: Воробьева Л.В.

Рассмотрено на заседании методического объединения УГС 08.00.00 «Техника и технологии строительства», 54.00.00 «Изобразительные и прикладные виды искусств», Протокол № 5 от 24 мая 2021 г.

Рекомендовано Методическим советом СмК Протокол № 8 от 20 мая 2024 г

Содержание

Практическое занятие №1. Выбор и обоснование сталей	8
Практическое занятие № 2. Подбор и проверка сечений металлических конструкций.....	11
Практическое занятие №3. Соединения на сварке и на болтах	16
Практическая подготовка №1. Подбор и проверка прокатных балок.....	22
Практическая подготовка №2. Подбор и проверка сечений сплошной и сквозной центрально-сжатой колонны	27
Практическая подготовка №3. Фермы покрытий: выбор расчетной схемы; сбор нагрузок; статический расчет; подбор и проверка сечений	32
Практическая подготовка №4. Подбор и проверка сечений сплошных внецентренно- сжатых колонн; расчет и конструирование базы колонны	37
Практическая подготовка №5. Расчет прочности и подбор сечений элементов с определением необходимого количества арматуры при изгибе.....	44
Практическая подготовка №6. Расчёт и конструирование ребристых и многопустотных плит перекрытий.....	48
Практическая подготовка №7. Расчет и конструирование плоских перекрытий	55
Практическая подготовка №8. Расчет и конструирование сборных однопролетных и многопролетных неразрезных ригелей.....	59
Практическая подготовка № 9. Расчет и конструирования железобетонных колонн со случайным эксцентриситетом в одноэтажных и многоэтажных промышленных зданиях	61
Практическая подготовка №10. Расчет каменных столбов и простенков на центральное и внецентренное сжатие	65
Практическое занятие №4. Расчет центрально растянутых элементов из цельной древесины	70
Практическое занятие №5. Расчет центрально сжатых элементов из цельной древесины	71
Практическое занятие №6. Расчет изгибаемых элементов из цельной древесины	73
Практическая подготовка №11. Расчет изгибаемых элементов из клееной древесины.....	74
Практическая подготовка №12. Расчет внецентренно сжатых элементов из цельной древесины	76
Практическая подготовка №13. Расчет внецентренно растянутых элементов из цельной древесины	78
Практическая подготовка №14. Расчет изгибаемых элементов из цельной древесины на скалывание	79
Практическая подготовка №15. Расчет прогибов изгибаемых элементов из цельной древесины	80
Практическая подготовка № 16. Конструирование плиты с фанерными обшивками.....	81
Практическая подготовка № 17. Расчет несущей способности плиты с фанерными обшивками.....	84
Практическая подготовка № 18. Расчет прогибов плиты с фанерными обшивками.....	85
Практическая подготовка № 19. Сбор нагрузок на покрытие одноэтажного производственного здания.....	86

Практическая подготовка № 20. Статический расчет металлодеревянной фермы.....	88
Практическая подготовка № 21. Определение расчетных усилий в стержнях фермы.....	91
Практическая подготовка № 22. Конструирование опорного узла	95
Практическая подготовка № 23. Конструирование конькового узла.....	96
Практическое занятие №24. Оценка инженерно-геологических условий строительной площадки. Построение инженерно-геологического разреза площадки строительства.....	97
Практическая подготовка №25. Определение деформационных характеристик грунтов. Определение категории грунта по сейсмическим свойствам	106
Практическая подготовка №26. Фундаменты на естественном основании. Конструирование и расчет фундаментов мелкого заложения по предельным состояниям ..	114
Практическая подготовка № 27. Определение глубины заложения подошвы фундамента мелкого заложения	118
Практическая подготовка № 28. Расчет центрально-нагруженных и внецентренно нагруженных фундаментов.....	121
Практическая подготовка № 29. Проверка слабого подстилающего основания. Расчет и проектирование песчано-гравийных подушек фундаментов	125
Практическая подготовка № 30. Фундаменты в сейсмических районах. Расчет и проектирование фундаментов мелкого заложения в сейсмических районах.....	128
Практическая подготовка № 31. Определение осадок фундаментов мелкого заложения	134
Практическая подготовка № 32. Расчет и проектирование монолитного фундамента.....	137
Практическая подготовка № 33. Расчет свайных фундаментов	144
Список рекомендуемой литературы	155
Приложения.....	156

Введение

Методические указания предназначены для выполнения практических работ по профессиональному модулю, являющимся элементом основной профессиональной образовательной программы специальности 08.02.01 «Строительство и эксплуатация зданий и сооружений» базовой подготовки в части освоения основного вида профессиональной деятельности: Организация видов работ при эксплуатации и реконструкции строительных объектов и соответствующих профессиональных компетенций (ПК):

ПК 1.1. Подбирать строительные конструкции и разрабатывать несложные узлы и детали конструктивных элементов зданий.

ПК 1.2. Разрабатывать архитектурно-строительные чертежи с использованием информационных технологий.

ПК 1.3. Выполнять несложные расчеты и конструирование строительных конструкций.

ПК 1.4. Участвовать в разработке проекта производства работ с применением информационных технологий.

С целью овладения указанным видом профессиональной деятельности и соответствующими профессиональными компетенциями обучающийся в ходе выполнения практических работ должен иметь практический опыт:

- подбора строительных конструкций и разработки несложных узлов и деталей конструктивных элементов зданий;

- разработки архитектурно-строительных чертежей;

- выполнения расчетов и проектирования строительных конструкций, оснований;

- разработки и оформления отдельных частей проекта производства работ;

знать:

- основные свойства и область применения строительных материалов и изделий;

- основные конструктивные системы и решения частей зданий;

- основные строительные конструкции зданий;

- современные конструктивные решения подземной и надземной части зданий;

- принцип назначения глубины заложения фундамента;

- конструктивные решения фундаментов;

- конструктивные решения энергосберегающих ограждающих конструкций;

- основные узлы сопряжений конструкций зданий;

- основные методы усиления конструкций;

- нормативно-техническую документацию на проектирование, строительство и реконструкцию зданий конструкций;

- особенности выполнения строительных чертежей;

- графические обозначения материалов и элементов конструкций;

- требования нормативно – технической документации на оформление строительных чертежей;

- понятия о проектировании зданий и сооружений;

- правила привязки основных конструктивных элементов зданий к координационным осям;

- порядок выполнения чертежей планов, фасадов, разрезов, схем;

- профессиональные системы автоматизированного проектирования работ для выполнения архитектурно-строительных чертежей;

- задачи и стадийность инженерно-геологических изысканий для обоснования проектирования градостроительства;

- способы выноса осей зданий в натуру от существующих зданий и опорных геодезических пунктов;

- ориентацию зданий на местности;
- условные обозначения на генеральных планах;
- градостроительный регламент;
- технико-экономические показатели генеральных планов;
- нормативно-техническую документацию на проектирование строительных конструкций из различных материалов и оснований;
- методику подсчета нагрузок;
- правила построения расчетных схем;
- методику определения внутренних усилий от расчетных нагрузок;
- работу конструкций под нагрузкой;
- прочностные и деформационные характеристики строительных материалов;
- основы расчета строительных конструкций;
- виды соединений для конструкций из различных материалов;
- строительную классификацию грунтов;
- физические и механические свойства грунтов;
- классификацию свай, работу свай в грунте;
- правила конструирования строительных конструкций;
- профессиональные системы автоматизированного проектирования работ для проектирования строительных конструкций;
- основные методы организации строительного производства (последовательный, параллельный, поточный);
- основные технико-экономические характеристики строительных машин и механизмов;
- методику вариантного проектирования;
- сетевое и календарное планирование;
- основные понятия проекта организации строительства;
- принципы и методику разработки проекта производства работ;
- профессиональные информационные системы для выполнения проекта производства работ;
- уметь:
 - определять по внешним признакам и маркировке вид и качество строительных материалов и изделий;
 - производить выбор строительных материалов и конструктивных элементов;
 - определять глубину заложения фундамента;
 - выполнять теплотехнический расчет ограждающих конструкций;
 - подбирать строительные конструкции для разработки архитектурно - строительных чертежей;
 - читать строительные и рабочие чертежи;
 - читать и применять типовые узлы при разработке рабочих чертежей;
 - выполнять чертежи планов, фасадов, разрезов, схем с помощью информационных технологий;
 - читать генеральные планы участков, отводимых для строительных объектов;
 - выполнять горизонтальную привязку от существующих объектов;
 - выполнять транспортную инфраструктуру и благоустройство прилегающей территории;
 - выполнять по генеральному плану разбивочный чертеж для выноса здания в натуру;
 - применять информационные системы для проектирования генеральных планов;
 - выполнять расчеты нагрузок, действующих на конструкции;
 - по конструктивной схеме построить расчетную схему конструкции;
 - выполнять статический расчет;
 - проверять несущую способность конструкций;

- подбирать сечение элемента от приложенных нагрузок;
- определять размеры подошвы фундамента;
- выполнять расчеты соединений элементов конструкций;
- рассчитывать несущую способность свай в ростверке;
- использовать информационные технологии при проектировании строительных конструкций;
- читать строительные чертежи и схемы инженерных сетей и оборудования;
- подбирать комплекты строительных машин и средств малой механизации для выполнения работ;
- разрабатывать документы, входящие в проект производства работ;
- оформлять чертежи технологического проектирования с применением информационных технологий;
- использовать в организации производства работ передовой отечественный и зарубежный опыт.

Настоящие методические указания предназначены для оказания помощи обучающимся по специальности 08.02.01 «Строительство и эксплуатация зданий и сооружений» при выполнении практических работ по МДК 01.01.03 Строительные конструкции.

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ № 1. ВЫБОР И ОБОСНОВАНИЕ СТАЛЕЙ

Теоретическая часть

Конструкционные (машиностроительные) *стали* классифицируют по химическому составу, качеству, степени раскисленности и назначению, а *строительные, инструментальные стали* и *стали с особыми свойствами* - по качеству и назначению.

По *химическому составу* конструкционные стали классифицируются на *углеродистые*, свойства которых определяются только содержанием углерода, и *легированные*, свойства которых определяются наличием в них кроме углерода легирующих элементов. В свою очередь, углеродистые стали подразделяются на низкоуглеродистые ($0.09 < C < 0.25\%$), среднеуглеродистые ($0.26 < C < 0.45\%$) и высокоуглеродистые ($C > 0.46\%$)..

По *уровню качества* их разделяют на *стали обыкновенного качества* и *качественные стали*. Уровень качества определяется наличием вредных примесей (серы, фосфора) и способом производства (степенью раскисления). В сталях обыкновенного качества ($S < 0.05\%$ и $P < 0.04\%$), примесей больше, чем в качественных сталях ($S \leq 0.035\%$ и $P < 0.035\%$).

По назначению и уровню гарантированных свойств конструкционные углеродистые стали разделены на 3 группы (А, Б и В).

Легированные стали кроме углерода содержат различные компоненты (Cr, Ni, Ti, Si, Mn, Nb, Mo, W, Al и т.п.), суммарное содержание которых определяет степень легирования, принадлежность к определенному структурному классу, уровень прочности или специальных свойств:

- низколегированные (2.5...4.5% легирующих элементов);
- среднелегированные (5.0...9.0% легирующих элементов);
- высоколегированные (более 9.0% легирующих элементов).

Для этих сталей чаще используется классификация по назначению и структуре. Как правило, это качественные стали.

В последние годы находят применение и другие классификационные признаки: по величине зерна, видам и режимам прокатки и термообработки и т.д.) [1]

В странах Европы и Америки часто используются и другие признаки. Это затрудняет взаимное пользование технической документацией, справочными данными, мешает разработке совместных проектов, технологий и т.д.

Ниже приводятся краткие сведения о принципах обозначения сталей и сплавов в России, других странах.

В России единые требования к составу, качеству и назначению, формам поставки

полуфабрикатов из сталей установлены Государственными стандартами (ГОСТами), в Германии - Немецкими индустриальными нормами (DIN), во Франции - Нормами Франции (NF), в США - Американским обществом испытания материалов (ASTM). В европейских странах для этого установлены Европейские нормы (EN).

Согласно ГОСТу 380-88 стали обыкновенного качества обозначаются (маркируются) буквами, символами и цифрами:

1. Заглавная буква обозначает группу стали: Б или В (А не ставится).
2. Символ "Ст" - сокращенное наименование стали.
3. Цифра, следующая за символом - условный номер марки стали.
4. Символы "кп", "пс" и "сп" обозначают степень раскисленности стали: кипящая, полуспокойная и спокойная.
5. Цифра обозначает категорию качества (т.е. нормируемые показатели свойств стали в группе, от 1 до 6).

ВСтЗсп5, БСтЗпс.

Конструкционные углеродистые качественные стали поставляются по ГОСТ 1050-84 двух групп:

- с нормальным содержанием марганца,
- с повышенным содержанием марганца.

Их обозначают (маркируют) следующим образом:

«Сталь» - полное наименование материала.

Двузначное число, обозначающее среднее содержание углерода в сотых долях процента.

Буква «Г», обозначающая повышенное содержание марганца.

4. Символы, обозначающие степень раскисления.

Низколегированные и среднелегированные стали поставляются и маркируются по ГОСТ 19281-73, 19282-73 и по специальным Техническим условиям производителей (ТУ). Порядок их маркировки следующий:

Двузначное число, обозначающее среднее содержание углерода в сотых долях процента.

Буква, условно обозначающая название химического элемента, являющегося легирующим компонентом.

Цифра за буквой, обозначающая среднее содержание легирующего элемента в процентах.

Буква «А» в конце марки стали, обозначающая качества, т.е. пониженное содержание серы и фосфора ($\leq 0.035\%$).

Большая часть низколегированных сталей с целью повышения уровня механических свойств поставляется в термически обработанном (улучшенном) состоянии. Эта группа сталей поставляется по ГОСТ 4543-71 Сюда же относят судостроительные стали

(ГОСТ 5521-76) и теплостойкие стали (ГОСТ 5520-79, ГОСТ 20072-74) и др.

Некоторая группа низко- и среднелегированных сталей для сварных конструкций, поставляемых по ГОСТ 4543-71 термически обрабатывается на высокий уровень прочности. Эта группа сталей получила условное название высокопрочных.

Определение химического значения марок сталей. Пример обозначения: 14ХГ2МР, 30ХГСНА, 42Х2ГСНМА.

ПРИМЕРЫ РЕШЕНИЯ ЗАДАЧ

Задача

Определение химического значения марок сталей.

Определение стали **15ХСНД**

РЕШЕНИЕ

Низколегированная конструкционная сталь марки 15хснд малосклонна к отпускной хрупкости и не чувствительна к образованию флокенов – дефектов в самой структуре материала, обычно возникающих при сварочных работах. При этом данный материал подвергается сварке без каких-либо ограничений: допускается применение ЭШС, РДС и АДС.

Химический состав данного хромистого сплава представлен следующими элементами (%):

Fe – около 97,0%

Cr – 0,6-0,9%

Si – 0,4-0,7%

Mn – 0,4-0,7%

Ni – 0,3-0,6%

Cu – 0,2-0,4%

C – 0,12-0,18%

As – не более 0,08%

S – не более 0,04%

P – не более 0,035%

N – не более 0,008%

Задания к практическому занятию

На базовом уровне

Задача 1. Определение химического значения марок сталей.

Пример обозначения: Сталь 05, Сталь 08кп, Сталь 15Г, 09Г2С, 12МХ, 16Г2АФ, 30ХМА, 15Х11МФ, 12Х11В2МФ, 08Х13, 14Х17Н2, 12Х18Н12Т, 08Х17Н13МЗТ.

На повышенном уровне

Задача 2

Определение химического значения марок сталей, механические свойства стали,

свариваемость материала, коррозионная стойкость стали:

Пример обозначения: Сталь 05, Сталь 08кп, Сталь 15Г, 09Г2С, 12МХ, 16Г2АФ, 30ХМА, 15Х11МФ, 12Х11В2МФ, 08Х13, 14Х17Н2, 12Х18Н12Т, 08Х17Н13М3Т.

Вопросы к самостоятельной работе

1. Достоинства и недостатки сварных соединений?
2. Достоинства и недостатки металлических конструкций
3. Основные характеристики, классификация сталей в зависимости от содержания углерода, легирующих компонентов и других факторов (П)

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ № 2.

ПОДБОР И ПРОВЕРКА СЕЧЕНИЙ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

Теоретическая часть

Подбор сечения балки начинают с определения требуемого момента сопротивления

$$R_y = m^{1.75} \sqrt[3]{(7,75E \cdot \sqrt{\lambda_w} \cdot k \cdot Q_{\max} \cdot \sqrt{E}) / (n_0 \cdot l \cdot c_1 \cdot \gamma_c \sqrt{\gamma_c})}, \quad (2.1)$$

где m – коэффициент, равный 1,143;

E – модуль упругости для стали, $E=2.06 \cdot 10^4$ кН/см²;

$k = 1,2$ при расчете по упругой стадии работы материала в опорном сечении балки;

Q_{\max} – поперечная сила на опоре, кН;

n_0 – величина, обратная предельному относительному прогибу. Относительный прогиб можно принимать по таблице 1.2 (часть 1);

l – пролет главной балки, см;

c_1, γ_c – коэффициенты, см. формулу (1.14, часть 1);

$\bar{\lambda}_w$ – условная гибкость стенки, которую можно принять при неограниченной строительной высоте перекрытия от 5 до 5,5, при ограниченной – $\bar{\lambda}_w < 4$.

По полученному R_y по приложению 1 принимают ближайшую сталь с R_y , не превышающим найденного значения, по формуле (2.1) для толщины листа до 20 мм. По принятому значению R_y для выбранной стали находят W_{req} .

В приложении 1 указаны наиболее распространенные стали, которые могут применяться в главных балках (в сварных балках сталь С 235 использовать нельзя).

Компоновку составного двутаврового сечения следует начинать с установления высоты балки. Высота балки является основным определяющим размером, от которого зависят все размеры сечения, а также вес и жесткость балки.

Минимальную высоту балки определяют из условия жесткости (предельного прогиба)

$$h_{\min} = 5R_y l n_0 / (24 E n_q \alpha), \quad (2.2)$$

где n_0 – величина, обратная предельному относительному прогибу;

$n_q = q/q_n$ – отношение погонной расчетной нагрузки к нормативной для главной балки;

$\alpha = 0,9$ – коэффициент, учитывающий увеличение прогиба балки из-за уменьшения ее сечения у опор при изменении сечения.

Высоту балки h рекомендуется принимать не менее минимальной h_{\min} . При этом высота стенки балки h_w , принимаемая в первом приближении не менее $0,975 h_{\min}$, должна приниматься равной ширине листов листового или универсального широкополосного проката.

Приняв с учётом сказанного высоту балки в первом приближении, определим по таблице 2.1 толщину стенки балки t_w .

Таблица 2.1 – Рекомендуемые толщины стенок балок.

h , м	1	1,5	2	3
t_w , мм	8 – 10	10 – 12	12 – 14	16 – 18

Большие значения толщин рекомендуются для более прочных сталей (приложение 1).

Таблица 2.1 составлена по опыту проектирования и учитывает требования экономичности балок, а также устойчивости, прочности и коррозионной стойкости стенок. Толщина стенки должна быть кратна 1 мм при $t_w \leq 12$ мм и 2 мм при большей толщине. Обычно минимальная толщина стенки – 6 мм.

Учитывая условия наименьшего расхода стали, высоту сечения балки следует назначить возможно близкой к оптимальной, определяемой по формуле:

$$h_{\text{opt}} = k \sqrt{W_{\text{req}} / t_w}, \quad (2.3)$$

где k – коэффициент, равный для сварных балок переменного сечения 1,15.

При окончательном определении высоты балки h , помимо h_{\min} , h_{opt} , ширины и толщины прокатываемых листов, следует учитывать строительную высоту перекрытия h_{st} , если она оговорена в задании. При этом необходимо соблюдать условие

$$h \leq h_{\text{st}} - (t_n + c + \alpha), \quad (2.4)$$

где t_n – толщина настила (при толщине пола, равной нулю);

α – зазор между выступающими деталями нижней полки главной балки и верхом габарита помещения под площадкой, принимаемый 50 – 100 мм, но не менее $f = l / \mathbf{P}_0$;

c – расстояние между низом настила и верхом полки главной балки, принимается в зависимости от расположения балок по высоте.

Наиболее простое в изготовлении и монтаже этажное сопряжение балок, когда опираемые балки устанавливаются сверху на удерживающие балки. Однако при малой строительной высоте перекрытия применение этажного сопряжения может привести к малой и нерациональной высоте главных балок, когда $h < h_{\min}$ или $h < h_{\text{opt}}$. В этом случае более рациональными могут оказаться сопряжения в одном уровне, когда верх сопрягаемых балок совпадает или пониженное сопряжение, когда верх примыкающих балок ниже верха удерживающих балок. Пониженное сопряжение применяется в балочных площадках усложненного типа. Таким образом, расстояние c для сопряжения в одном уровне и пониженного сопряжения равно нулю, а при этажном опирании равно высоте балки настила h .

Итак, высота балки должна удовлетворять условию, если оговорена h_{st} , соответствовать ширине прокатываемых листов в соответствии с приложениями 6 и 7 и условиями, желательно, чтобы она была больше h_{\min} и возможно ближе к h_{opt} . Назначив с учетом сказанного высоту стенки, проверим ее прочность на сдвиг.

Для определения площадей полок необходимо определить следующие величины.

$$b_{\text{ef}} / t_f \leq 0,11 h_w / t_w , \quad (2.5)$$

где b_{ef} – ширина свеса сжатой полки (сжатого пояса), $b_{\text{ef}} = (b_f - t_w) / 2$.

При $h_w / t_w \leq 2,7 \sqrt{E / R_y}$ следует принимать $b_{\text{ef}} / t_f \leq 0,3 \sqrt{E / R_y}$.

Если какое-нибудь из условий не выполняется, необходимо увеличить толщину полки t_f и уточнить её ширину $b_f = A_f / t_b$, принимая эти размеры по ГОСТ 82-70*.

Отношение толщины полки к толщине стенки не должно превышать 3 для уменьшения сварочных напряжений. Следует помнить, что толстые листы имеют меньшую прочность.

Ширину полки рекомендуется выдерживать в пределах $1/2 - 1/5$ высоты балки, так как при более широких полках ($b_f > 1/2h$) возрастает неравномерность распределения напряжений по ширине полки, а балки с узкой полкой ($b_f < 1/5h$) гибки из своей плоскости, что ухудшает условия монтажа и общей устойчивости. Ширина полки должна быть не менее 180 мм для сопряжения балки с другими конструкциями. Если при принятом диапазоне толщин полок или марке стали не выполняются требования к ширине полок, можно изменить диапазон толщины или марку стали (смотреть приложение 1).

Задача 1

Запроектировать стык листов сечением 500×12 мм из стали С235 с $R=230$ МПа $=23$

кН/см² и $R_{cm}^{\sigma} = 420 \text{ МПа} = 42 \text{ кН/см}^2$. На стык действует растягивающее усилие $N = 1100 \text{ кН}$. Стык проектируют симметричными двумя накладками толщиной $t = 8 \text{ мм}$ каждая (рисунок 2.1). Принимаем коэффициент условий работы конструкции $\gamma = 1$.

Решение

Стык осуществляем на болтах нормальной точности диаметром $d = 20 \text{ мм}$ класса прочности 5.8, имеющих $R_{cp}^{\sigma} = 200 \text{ МПа} = 20 \text{ кН/см}^2$. Отверстия для болтов $d = 20 \text{ мм}$ просверлены в листах и накладках по кондукторам (тип В). определяем несущую способность одного болта, имеющего два рабочих среза:

на срез

$$N_{cp}^{\sigma} = R_{cp}^{\sigma} \cdot \gamma_{\sigma} \cdot A^{\sigma} \cdot n_{cp} = 20 \cdot 0,9 \cdot 3,14 \cdot 2 = 113 \text{ кН};$$

где R_{cp}^{σ} – расчетное сопротивление болтов срезу;

γ_{σ} – коэффициент условий работы соединения (для болтов повышенной точности $\gamma_{\sigma} = 1$ для нормальной $\gamma_{\sigma} = 0,9$).

на смятие листа

$$N_{cp}^{\sigma} = R_{cp}^{\sigma} \cdot \gamma_{\sigma} \cdot d \sum t = 42 \cdot 0,9 \cdot 20 \cdot 1,2 = 90,7 \text{ кН};$$

где принято $\sum t = t_n = 12 \text{ мм}$, так как $\sum t_n = 2 \cdot 8 = 16 \text{ мм} > 12 \text{ мм}$.

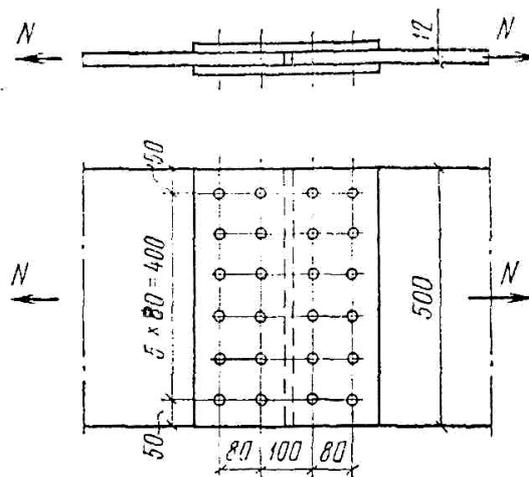


Рисунок 2.1 – К примеру расчета

Количество болтов на полунакладке рассчитываем по формуле

$$n = \frac{N}{\gamma \cdot N_{\min}^{\sigma}} = \frac{1100}{1,0 \cdot 90,7} = 12,1 \text{ шт.}$$

Принимаем 2 ряда по шесть болтов в каждом (рисунок 2.1).

Проверяем несущую способность листа, ослабленного отверстиями для болтов (с учетом упругопластической работы элементов и накладок в зоне стыка путем введения $\gamma=1,1$ принятый по [1 прил. 13 пункт]).

$$N = A_{um} \cdot R \cdot \gamma = (1,2 \cdot 50 - 6 \cdot 2,3) \cdot 23,0 \cdot 1,1 = 1100 \text{ кН} \geq N_{заданному} = 1100 \text{ кН.}$$

$$A^B = \frac{\pi \cdot d^2}{4} - \text{площадь сечения болта по ненарезанной части.}$$

где d – диаметр сечения болта.

$h_{cp} - 4n < 10$ расчетных срезов одного болта.

R_{cp}^b – расчетное сопротивление смятию элементов, соединяемых болтами;

$\sum t$ – наименьшая суммарная толщина элементов, снимаемых в одном направлении;

t_l – толщина листа;

γ – коэффициент условий работы конструкции;

N_{min}^B – меньшее из значений расчетного усилия для одного болта.

Задания к практическому занятию

Задача 1

Запроектировать стык листов сечением 10 мм из стали С245 с $R=370$ МПа и $R_y=240$. На стык действует растягивающее усилие $N=300$ кН. Стык проектируют симметричными двумя накладками толщиной $t=6$ мм каждая (рисунок 2.1). Принимаем коэффициент условий работы конструкции $\gamma=1$.

Задача 2

Запроектировать стык листов сечением 10 мм из стали С245 с $R=370$ МПа и $R_y=240$. На стык действует растягивающее усилие $N=300$ кН. Стык проектируют симметричными двумя накладками толщиной $t=6$ мм каждая (рисунок 2.1). Принимаем коэффициент условий работы конструкции $\gamma=1$.

Вычертить схему болтового соединения с накладками с устанавливаемыми минимальными расстояниями.

Вопросы к самостоятельной работе

1. Основные положения расчета металлических конструкций по предельным состояниям
2. Группы предельных состояний.
3. Общий вид условий для расчета мк по предельным состояниям (П)

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ №3.

СОЕДИНЕНИЯ НА СВАРКЕ И НА БОЛТАХ

Теоретическая часть

Расчет стыковых сварных соединений выполняют в предположении, что распределение напряжений в поперечном сечении сварного шва равномерно.

Условие прочности шва при действии на соединение продольной силы N (рисунок 2, а) имеет вид

$$\frac{N}{(t l_w R_{wy} \gamma_c)} \leq 1 \quad (3.1)$$

где N – внешнее усилие, приложенное к соединению; t – расчетная толщина шва, равная толщине наиболее тонкого из соединяемых элементов (местное утолщение сварного шва d в расчет не принимают); l_w – расчетная длина сварного шва; R_{wy} – расчетное сопротивление сварного стыкового шва; γ_c – коэффициент условий работы.

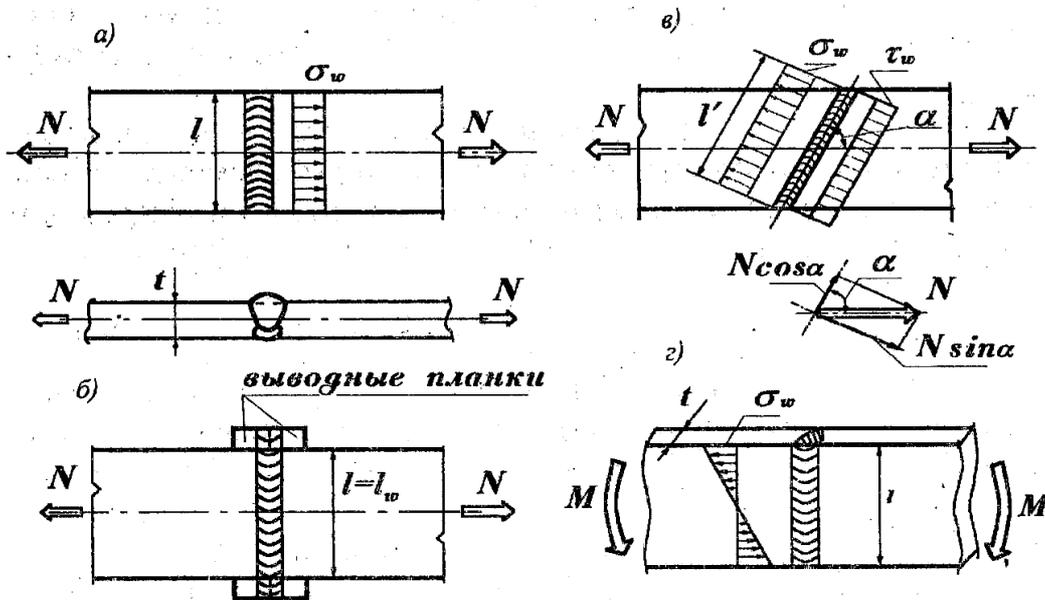


Рисунок 3.1 – К расчету стыковых швов

Расчетную длину сварного шва принимают равной полной ширине соединяемых элементов l при условии выполнения шва с применением выводных планок (рисунок 3.1, б), которые после сварки срезают. В том случае, если выводные планки не применяют, нужно учесть низкое качество шва в зонах зажигания и прерывания сварочной дуги, поэтому в этом случае расчетная длина шва равна $l_w = l - 2 \cdot t$.

Расчетное сопротивление сварного стыкового шва равно расчетному сопротивлению основного металла R_y при сжатии, а также при растяжении, если применяют физические

методы контроля качества сварного шва, позволяющие обнаружить внутренние дефекты в шве. Если физические методы контроля качества шва, работающего на растяжение, не используют, то следует принимать $R_{wy} = 0,85 R_y$. При работе стыкового шва на сдвиг его расчетное сопротивление назначают равным расчетному сопротивлению срезу R_s основного металла. Так как расчетное сопротивление стали зависит от толщины проката, то в расчетах следует принимать R_y наиболее толстого из свариваемых элементов.

В том случае, если невозможно обеспечить полный провар по толщине свариваемых деталей путем подварки корня шва, например при односторонней сварке или использовании остающейся стальной подкладки, в формуле (3.1) вместо t следует принимать $0,7 t$.

В тех случаях, когда условие прочности не выполняется, рекомендуется применять косой шов (рисунок 3.1, в). При этом расчет прочности шва производят по нормальным напряжениям:

$$\sigma = \frac{N \sin \alpha}{t l'_w} \leq R_{wy} \gamma_c, \quad (3.2)$$

где $l'_w = l_w / \sin \alpha$ расчетная длина косоугольного шва.

Для наиболее простого случая, чаще всего встречающегося в практике, при $\alpha = 45^\circ$ условие прочности косоугольного шва имеет вид:

$$\frac{N}{t l_w R_{wy} \gamma_c} \leq 2. \quad (3.3)$$

Косые швы с наклоном реза 1 : 2 ($\alpha = 60^\circ$) считаются равнопрочными основному металлу и поэтому не требуют проверки прочности при действии на соединение статической нагрузки.

Строго говоря, прочность косоугольного сварного шва необходимо проверять по приведенным напряжениям

$$\sigma_{wn,p} = (\sigma_w^2 + 3\tau_w^2)^{0,5} \leq 1,15 R_{wy} \quad (3.4)$$

Однако из-за малости касательных напряжений ими пренебрегают, но только в том случае, если соединение воспринимает статическую нагрузку. При действии на соединение динамической нагрузки прочность косоугольного шва проверяют по приведенным напряжениям.

Если сварное соединение испытывает воздействие изгибающего момента M (рисунок 2, з), то его несущую способность определяют из выражения

$$\frac{M}{(W_w R_{wy} \gamma_c)} \leq 1 \quad \text{или} \quad \frac{6M}{t l_w^2 R_{wy} \gamma_c} \leq 1, \quad (3.5)$$

где $W_w = t l_w^2 / 6$ - момент сопротивления шва.

При действии на соединение одновременно осевой силы и изгибающего момента напряжения в шве будут суммироваться и в этом случае несущая способность шва будет равна

$$\left[\frac{N}{(t l_w R_{wy} \gamma_c)} \right] + \left[\frac{6M}{(t l_w^2 R_{wy} \gamma_c)} \right] \leq 1. \quad (3.6)$$

В стыковых сварных швах, работающих одновременно на изгиб и срез, несущую способность проверяют по приведенным напряжениям:

$$\sigma_{wn,p} = (\sigma_w^2 + 3\tau_w^2)^{0,5} \leq 1,15R_{wy}, \quad (3.7)$$

где $\sigma_w = 6M/tl_w^2$ - нормальные напряжения в шве;

$\tau_w = Q / (t l_w)$ - касательное напряжение в сварном шве.

При конструировании болтовых соединений следует стремиться к передаче усилия с одного элемента на другой кратчайшим путем при одновременном обеспечении удобства выполнения соединения.

Для удобства производства работ центры болтов располагают в соединении по прямым линиям – *рискам*, параллельным действующему на соединение усилию. Расстояние между двумя соседними рисками называют *дорожкой*, а расстояние между соседними по риске болтами – *шагом* (рисунок 3.2). Расстояние между центрами болтов нормируется исходя из прочности элементов соединения и удобства выполнения работ (приложение 2). Размещение болтов по рискам может быть рядовым (рисунок 3.2, а) или шахматным (рисунок 3.2, б).

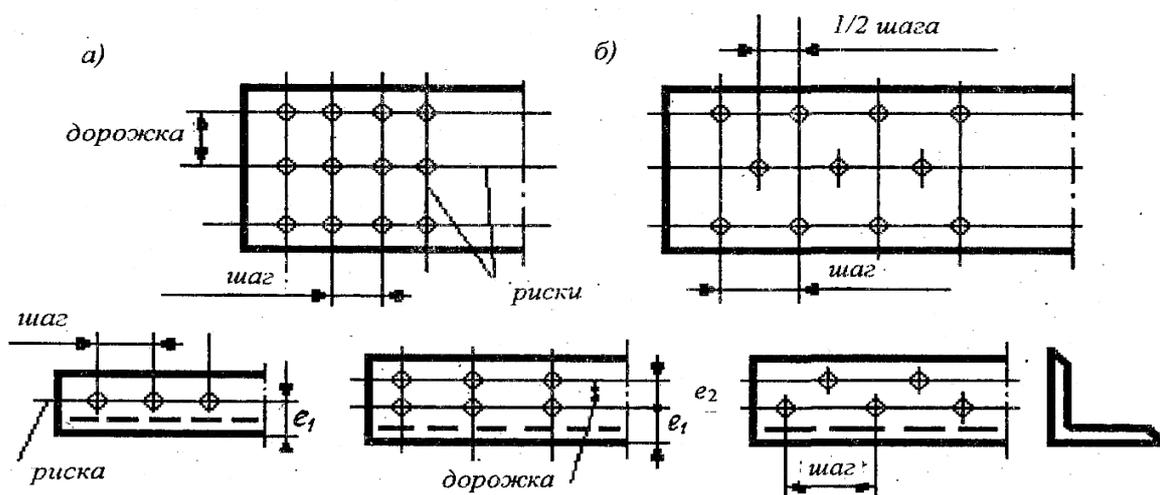


Рисунок 3.2 – Размещение болтов

Минимальное расстояние, указанное в приложении 2, определено из условия проч-

ности основного материала между отверстиями, максимальное – из условия обеспечения плотности соединения при его работе на растяжение и устойчивости отдельных элементов соединения в промежутках между болтами – при восприятии сжимающих усилий.

В стыках и узлах прикрепления элементов для уменьшения расхода металла на накладки необходимо принимать минимальный шаг болтов. В слабо нагруженных соединениях (связующих или конструктивных) расстояние между болтами необходимо назначать максимальным для уменьшения их количества.

В фасонном прокате (уголки, двутавры, швеллеры) положение рисок и максимальные диаметры отверстий приведены в специальных нормалях исходя из прочности профиля и возможности постановки болтов в соединениях. Нормали опубликованы в справочной литературе.

При конструировании болтовых соединений следует стремиться к применению болтов одного диаметра в пределах каждого конструктивного элемента и к наименьшему числу диаметров болтов в сооружении.

Стыки и прикрепления листового металла могут выполняться внахлестку и встык с применением односторонних или двусторонних накладок (рисунок 3.3).

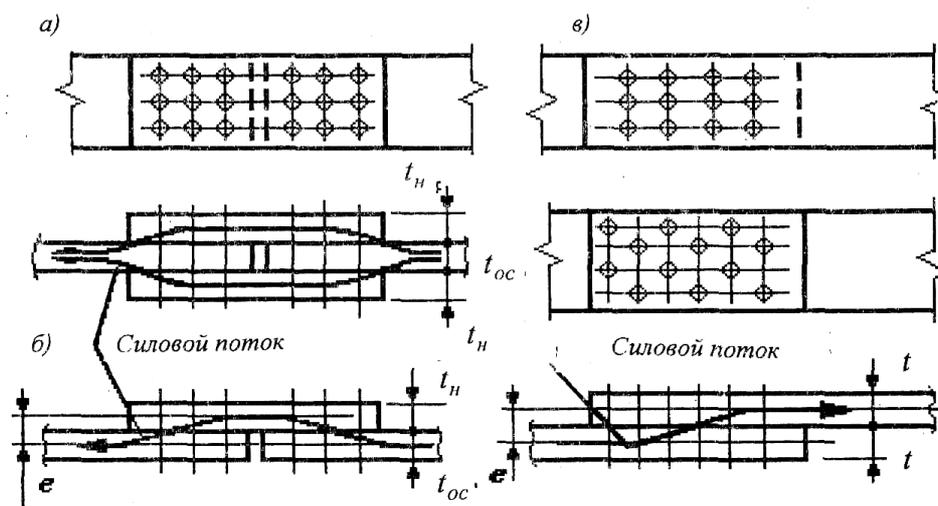


Рисунок 3.3 – Стыки листового проката

Предпочтение следует отдавать соединениям с двусторонними накладками, обеспечивающим симметричный, силовой поток при передаче, усилия с одного элемента на другой (рисунок 3.3, а). Применение стыков с односторонней накладкой, а также соединений внахлестку вызывает отклонение силового потока в одну сторону от оси действия усилия (рисунок 3.3, б, в), что приводит к изгибу листов под нагрузкой. Поэтому в таких соединениях количество болтов увеличивают на 10% против расчета.

Стыки фасонного проката (рисунок 3.4) выполняют при помощи накладок.

Угловые соединения, как правило, стыкуются угловыми накладками тех же профилей (рисунок 3.4, а). При этом для плотного прилегания полок обушек стыкового уголка фрезеруется (снимается фаска). Неравнобокие, а также большие равнобокие уголки можно стыковать листовыми накладками, если на каждой накладке можно поставить болты по двум рискам (рисунок 3.4, б). Швеллеры и двутавры стыкуются при помощи листовых накладок (рисунок 3.4, в, г).

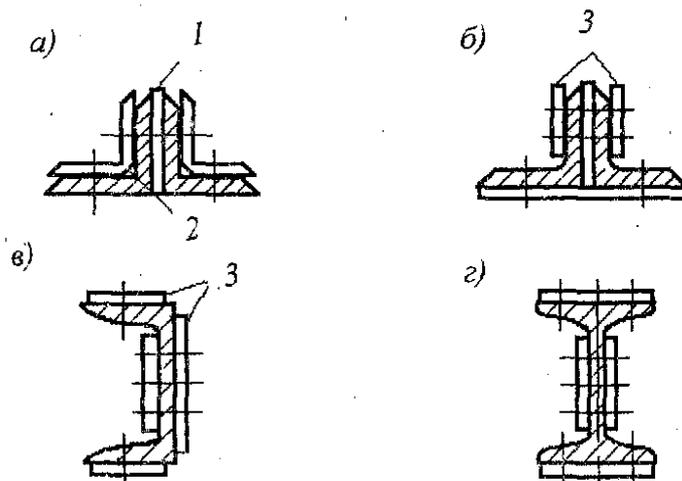


Рисунок 3.4 – Стыки фасонных профилей проката: 1 – прокладка; 2 – фаска; 3 – стыковые накладки

ПРИМЕРЫ РЕШЕНИЯ ЗАДАЧ

ЗАДАЧА

Рассчитать сварное соединение стальной полосы встык, выполненное ручной электрической сваркой с визуальным контролем, работающей на растяжение (рисунок 3.5, а). Размер полосы 300×20 мм, материал полосы С235, $R=230$ МПа= 23 кН/см², растягивающая сила $N=1250$ кН, электроды Э42. $R^{св}=0,85 \cdot R=195,5$ МПа= $19,5$ кН/см².

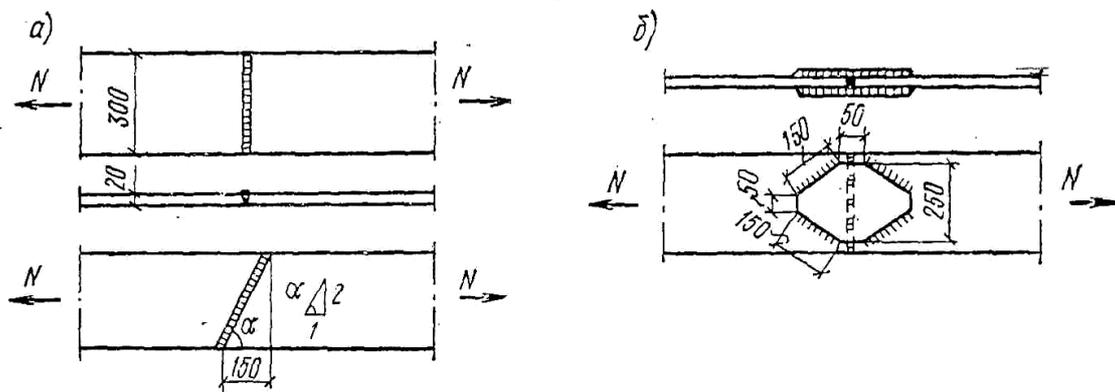


Рисунок 3.5 – К расчету сварного соединения

Решение

Делаем прямой шов встык, концы шва выводим на планки и проверяем в нем напряжения по формуле

$$\sigma = \frac{N}{t \cdot l_m} \leq R^{св} \cdot \gamma \quad (3.8)$$

где N – расчетное усилие; t – рабочая толщина; l_m – расчетная длина шва; γ – коэффициент условий работы [3] $\gamma_c=1$; $R^{св}$ – расчетное сопротивление сварного стального соединения растяжению, $R^{св}=0,85 \cdot 23,0$ МПа.

$$\sigma = \frac{N}{t \cdot l_m} = \frac{1250}{2 \cdot 30} = 20,83 \text{ кН/см}^2 < R^{св} = 19,5 \text{ кН/см}^2.$$

Так как напряжение в шве получилось больше расчетного, то следует применить физический метод контроля или сделать косой шов с уклоном граней 2 : 1, обеспечивающий равнопрочность стыка основному металлу.

Задания к практическому занятию

Задача 1

Рассчитать сварное соединение стальной полосы встык, выполненное ручной электрической сваркой с визуальным контролем, работающей на растяжение. Размер полосы 250x12мм, материал полосы С345 толщиной $t=12$ мм $R_y=31,5$ кН/см², растягивающая сила $N=690$ кН, электроды Э 50, расчетное сопротивление сварного стыкового шва принимаем равным $R_{wy} = 0,85 R_y = 0,85 \cdot 31,5 = 26,8$ кН/см².

Задача 2

Рассчитать сварное соединение стальной полосы встык, выполненное ручной элек-

трической сваркой с визуальным контролем, работающей на растяжение. Размер полосы 250x12мм, материал полосы С345 толщиной $t=12$ мм $R_y=31,5$ кН/см², растягивающая сила $N=690$ кН, электроды Э 50, расчетное сопротивление сварного стыкового шва принимаем равным $R_{wy} = 0,85 R_y = 0,85 \cdot 31,5 = 26,8$ кН/см².

Определить, каким образом должна быть выполнена сварка и выбрать необходимые сварочные материалы.

Вопросы к самостоятельной работе

1. Соединения элементов металлических конструкций?
2. Болтовые соединения?
3. Преимущества и недостатки болтовых соединений (П)

ПРАКТИЧЕСКАЯ ПОДГОТОВКА

№1. ПОДБОР И ПРОВЕРКА ПРОКАТНЫХ БАЛОК

Теоретическая часть.

Прокатные балки применяют для перекрытия небольших пространств конструктивными элементами ограниченной несущей способности, что связано с имеющейся номенклатурой выпускаемых прокатных профилей. Их используют в балочных клетках; для перекрытия индивидуальных подвалов, гаражей, складских помещений; в качестве прогонов покрытий производственных зданий; в конструкциях эстакад, виадуков, мостов и многих других инженерных сооружениях.

Исходными данными для подбора сечения прокатной балки являются геометрические и силовые параметры, а также дополнительные факторы.

Проектирование и расчет начинают с анализа предполагаемой конструктивной схемы сооружения или его фрагмента. В результате формируется расчетная схема балки с указанием типов, мест приложения и интенсивности нагрузок. Далее определяют расчетные усилия в форме изгибающих моментов и перерезывающих сил, а также характерные максимальные перемещения (прогибы). Расчетные усилия вычисляют в сечениях, где каждое из них в отдельности достигает максимальных значений (M_{max} , Q_{max}), а также в сечениях, где их совместные сочетания неблагоприятны для работы конструкции.

При изгибе балки в одной плоскости и упругой работе стали номер прокатного профиля определяют по требуемому моменту сопротивления:

$$W_{req} = \frac{M_{max}}{R_y \gamma_c}, \quad (4.1)$$

где R_y - расчетное сопротивление стали; γ_c - коэффициент условий работы.

В соответствии с принятым типом сечения (двутавр, швеллер и др.) по сортаменту приложения выбирают ближайший номер профиля, у которого $W \geq W_{req}$. Принимая во внимание, что при определении расчетных усилий нагрузка от собственного веса балки либо не учитывалась, либо принималась приближенно, следует выполнить корректировку расчета с учетом собственного веса балки.

Если касательные напряжения в месте действия максимального момента (кроме опорных сечений) не превышают $\tau \leq 0,9R_s$. В этом случае расчет можно выполнять по формуле

$$W_{req} = \frac{M_{max}}{c_1 R_y \gamma_c}, \quad (4.2)$$

где c_1 вначале можно принять равным 1,12, а затем в процессе проверки прочности уточнить по данным приложения 1.

Проверки несущей способности и деформативности балки по первой и второй группам предельных состояний следует выполнять по уточненным нагрузкам и фактическим геометрическим характеристикам сечений.

Проверки на прочность выполняют в точках, где развиваются наибольшие в пределах балки нормальные либо касательные напряжения, а также в точках, где одновременно присутствуют те и другие напряжения и способны при совместном действии обеспечить переход стали в пластическую стадию. Как правило, это сечения с максимальным моментом, с максимальной поперечной силой, а также сечения, где одновременно действуют значительные моменты, поперечные силы и(или) приложены сосредоточенные внешние силы, в том числе опорные реакции.

Проверку на прочность выполняют по следующим формулам.

В сечениях с $M = M_{max}$

$$\frac{M_{max}}{W_{n,min} R_y \gamma_c} \leq 1, \quad (4.2)$$

при учете развития пластических деформаций, т.е. при подборе сечения балки следует учесть коэффициент c_1 :

$$\frac{M_{max}}{c_1 W_{n,min} R_y \gamma_c} \leq 1 \quad (4.3)$$

В сечениях с $Q = Q_{max}$

$$\frac{Q_{max} S}{I t R_s \gamma_c} \leq 1. \quad (4.4)$$

Для балок, рассчитываемых с учетом пластических деформаций, а также в опорных сечениях балок

$$\frac{Q_{\max}}{thR_s\gamma_c} \leq 1, \quad (4.5)$$

где t и h - толщина и высота стенки балки.

Если проверки на прочность не удовлетворяются, то необходимо принять следующий профиль по сортаменту и выполнить проверки вновь.

Проверка деформативности (жесткости). Прогибы не должны превышать предельных значений, установленных нормами проектирования

$$f_{\max} \leq f_u. \quad (4.6)$$

При невыполнении проверки на жесткость необходимо увеличить сечения балки и снова определить f_{\max} .

Проверка на общую устойчивость. Общая устойчивость балок, материал которых работает в области упругих деформаций, при изгибе в одной из главных плоскостей обеспечена и не требует проверки:

а) при передаче нагрузки через сплошной жесткий настил, непрерывно опирающийся на сжатый пояс балки и также непрерывно с ним связанный (плиты железобетонные, плоский или профилированный металлический настил);

б) при отношении расчетной длины участка балки между связями из плоскости к ширине сжатого пояса, не превышающего предельно допустимых значений.

При невыполнении указанных требований общую устойчивость балок следует проверять по формуле:

$$\frac{M_{\max}}{\varphi_b W_c R_y \gamma_c} \leq 1, \quad (4.7)$$

где φ_b определяют с учетом влияния возможного развития пластических деформаций при совместном действии косоугольного изгиба и кручения в момент потери устойчивости, при этом расчетную длину балки принимают равной расстоянию между связями, препятствующими смещению сжатого пояса из плоскости балки.

Проверка балок на выносливость. Балки рабочих площадок, разгрузочных эстакад и др., непосредственно воспринимающие вибрационные нагрузки с количеством циклов нагружений 10^5 и более, следует проектировать с применением таких конструктивных решений, которые не вызывают значительной концентрации напряжений, и проверять расчетом на выносливость по формуле

$$\sigma_{\max} \leq \alpha R_v \gamma_v, \quad (4.8)$$

где α - коэффициент, учитывающий количество циклов нагружений; R_v - расчетное сопротивление усталости, зависящее от временного сопротивления стали,

группы элементов и соединений при расчете на выносливость; γ_v - коэффициент, учитывающий вид напряженного состояния и коэффициент асимметрии цикла $\rho = \sigma_{min}/\sigma_{max}$.

ПРИМЕРЫ РЕШЕНИЯ ЗАДАЧ

ЗАДАЧА

Подобрать сечение однопролетной шарнирно опертой балки настила из прокатного двутавра. Пролет 6 м, нагрузка равномерно распределенная: временная $p_n = 26$ кН/м, постоянная от веса настила $q_n = 1$ кН/м. Соединения – болтовые. Климатический район строительства II₄ с отрицательной расчетной температурой $-30^\circ\text{C} > t \geq -40^\circ\text{C}$ (исполнение И 40).

РЕШЕНИЕ

Данная конструкция относится к третьей группе и для нее с учетом заданного климатического района строительства можно использовать сталь С 245 с $R_y = 24$ кН/см².

Вначале выполним предварительный подбор сечения балки без учета ее собственного веса. Расчетная погонная нагрузка на балку

$$q = p_n \gamma_{fp} + q_n \gamma_{fq} = 26 \cdot 1,2 + 1 \cdot 1,05 = 32,25 \text{ кН/м,}$$

где $\gamma_{fp} = 1,2$, $\gamma_{fq} = 1,05$ – коэффициенты надежности по нагрузке для временной и постоянной нагрузок. Изгибающий момент (рисунок 1) и требуемый момент сопротивления будут равны:

$$M_{\max} = \frac{ql^2}{8} = \frac{32,25 \cdot 6^2}{8} = 145,13 \text{ кН}\cdot\text{м;}$$

$$W_{\text{req}} = \frac{M_{\max}}{c_1 R_y \gamma_c} = \frac{145,13 \cdot 10^2}{1,12 \cdot 24} = 539,92 \text{ см}^3.$$

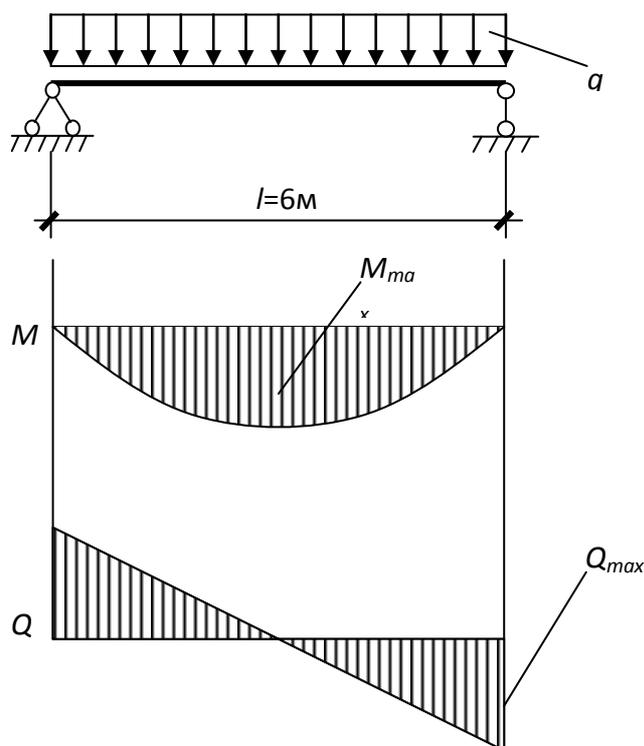


Рисунок 4.1 – К статическому расчету балки

Назначаем двутавр $\text{I} 33$ с характеристиками сечения: $W = 597 \text{ см}^3$, $I_X = 9840 \text{ см}^4$, $S = 339 \text{ см}^3$, $t_w = 0,7 \text{ см}$, $m = 42,2 \text{ кг/м}$.

Нагрузка от собственного веса балки составит $q_{nb} = 42,2 \cdot 9,8 \cdot 10^{-3} = 0,414 \text{ кН/м}$. При расчетной нагрузке на балку $q = 32,25 + 0,414 \cdot 1,05 = 32,69 \text{ кН/м}$ расчетные усилия будут равны:

$$M_{\max} = \frac{32,69 \cdot 6^2}{8} = 147,08 \text{ кН/м}; \quad Q_{\max} = \frac{q l_{nb}}{2} = \frac{32,69 \cdot 6}{2} = 98,05 \text{ кН}.$$

Проверка несущей способности балки:

а) прочности

$$\frac{M_{\max}}{c_1 W R_y \gamma_c} = \frac{147,08 \cdot 10^2}{1,1 \cdot 597 \cdot 24} = 0,933 < 1,$$

где c_1 – коэффициент, определенный по приложению 1 при $A_f/A_w = 0,6$
 $c_1 = 1,1$;

$$R_s = 0,58 R_y = 0,58 \cdot 24 = 13,92 \text{ кН/см}^2;$$

б) общей устойчивости - общая устойчивость балки обеспечена настилом, опирающимся на ее сжатый пояс;

в) местной устойчивости - местную устойчивость прокатных балок не проверяют, поскольку она обеспечена большими толщинами элементов, что связано с технологией прокатки.

Проверка жесткости балки:

$$f = \frac{M_{n,\max} l^2}{9,6EI} = \frac{123,4 \cdot 10^2 (600)}{9,6 \cdot 2,06 \cdot 10^4 \cdot 9840} = 2,28 \text{ см} < f_u,$$

где $M_{n,\max} = \frac{q_n l^2}{8} = \frac{27,41 \cdot 6^2}{8} = 123,4 \text{ кН} \cdot \text{м}$ – момент от нормативной нагрузки;

$$f_u = f_u = \frac{l}{200} = 3 \text{ см},$$

Жесткость балки обеспечена.

Задания к практическому занятию

На базовом уровне

Задача 1

Подобрать сечение стропильной однопролётной шарнирно опертой балки покрытия из прокатного двутавра. по исходным данным из табл. 1. Пролёт – 18,0 м, нагрузка равномерно распределённая: нормативная $q_n = 16,5 \text{ кН/м}$, расчётная $q = 20,9 \text{ кН/м}$. Рекомендуемая для использования марка стали С345 ($R_y = 33,5 \text{ кН/см}^2$. при толщине проката $t =$

2...10 мм; $R_y = 31,5$ кН/см². при толщине проката $t = 10...20$ мм). Предельный прогиб балки $f_u = l/250$.

На повышенном уровне

Задача 2

Подобрать сечение стропильной однопролётной шарнирно опертой балки покрытия из прокатного двутавра по исходным данным из табл. 1. Пролёт – 18,0 м, нагрузка равномерно распределённая: нормативная $q_n = 16,5$ кН/м, расчётная $q = 20,9$ кН/м. Рекомендуемая для использования марка стали С345 ($R_y = 33,5$ кН/см². при толщине проката $t = 2...10$ мм; $R_y = 31,5$ кН/см². при толщине проката $t = 10...20$ мм). Предельный прогиб балки $f_u = l/250$.

Дать определение сведений о стальном прокате, двутаврах.

Вопросы к самостоятельной работе

1. Подбор и проверка сечения прокатной балки?
2. Подбор и проверка сечения составной балки?
3. Укрепление стенки балки над опорой? (П)

ПРАКТИЧЕСКАЯ ПОДГОТОВКА №2.

ПОДБОР И ПРОВЕРКА СЕЧЕНИЙ СПЛОШНОЙ И СКВОЗНОЙ ЦЕНТРАЛЬНО-СЖАТОЙ КОЛОННЫ

1.1 Теоретическая часть.

Расчет колонны начинают с определения расчетной сжимающей силы N , которая равна сумме опорных реакций от расчетных нагрузок всех установленных на колонну балок. Далее, определившись с конструкциями опирания балок и закрепления колонны в фундаменте, находят расчетные длины и назначают тип поперечного сечения колонны.

После этого можно приступить к предварительному расчету, который начинают с назначения гибкости. Для колонн с расчетным усилием до 3000 кН можно задаться гибкостью $\lambda=100...70$, для колонн с усилием 3000...4000 кН гибкость можно назначить $\lambda=70...50$, для более мощных колонн принимают гибкость $\lambda=50...40$. Назначив гибкость, находят коэффициент φ (см. приложение 6), вычисляют требуемую площадь поперечного сечения и требуемые радиусы инерции, затем с помощью приложения 10 устанавливают генеральные размеры сечения:

$$A = \frac{N}{\varphi R_y \gamma_c}; \quad (5.1)$$

$$i_x = \frac{l_{0x}}{\lambda}; \quad (5.2)$$

$$i_y = \frac{l_{0y}}{\lambda}; \quad (5.3)$$

$$h = \frac{i_x}{\alpha_1}; \quad (5.4)$$

Последние два условия ничего, кроме желания реализовать заданную гибкость и обеспечить равноустойчивость, не отражают и могут привести к нелепым с конструктивной точки зрения размерам. Так, для двутаврового сечения вы получите ширину сечения, в два раза превышающую его высоту. С точки зрения работы колонны это будет идеальный вариант, но по технологическим условиям изготовления колонны такое решение неприемлемо, поэтому следует увеличить размер b , принимая $h = b$.

После этого можно приступить к назначению размеров стенки и полок, исходя из требуемой площади сечения колонны и опираясь на условия местной устойчивости. Для полок применяют листы толщиной 8...40 мм, а для стенки – толщиной 6...16 мм.

Гибкостью вы задавались произвольно, поэтому трудно ожидать, что будет подобрано удачное сечение с первой попытки. Вторая попытка сводится к проверке устойчивости в плоскости наибольшей гибкости с последующей корректировкой назначенного сечения:

$$i_x = \alpha_1 h; \quad (5.5)$$

$$i_y = \frac{l_{0x}}{i_x}; \quad (5.6)$$

$$\lambda_y = \frac{l_{0y}}{i_y}; \quad (5.7)$$

$$\bar{\lambda} = \lambda_{\max} \sqrt{\frac{R_y}{E}}; \quad (5.8)$$

$$\varphi = f(\bar{\lambda}); \quad (5.9)$$

$$\frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c} \leq 1. \quad (5.10)$$

Увеличив или уменьшив размеры полок и (или) стенки, необходимо вновь проверить устойчивость. При окончательной проверке радиус инерции должен быть вычислен по точной формуле

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}}. \quad (5.11)$$

Для укрепления контура сечения и стенки колонны при $\frac{h_0}{t} \geq 2,2 \sqrt{\frac{E}{R_y}}$ устанавливают

поперечные ребра жесткости на расстояниях 2,5...3 м одно от другого, но не менее двух на отправочном элементе. Размеры этих ребер можно принимать по типу ребер жесткости составных балок. В местах примыкания к колонне связей, балок, распорок и других элементов ребра жесткости устанавливают в зоне передачи усилий независимо от толщины стенки колонны.

Поясные швы в колоннах и стойках делают сплошными с минимальным катетом (приложение 3), но не менее 6 мм. В зоне передачи усилий от примыкающих к колонне конструкций применяют двусторонние поясные швы, выходящие за контуры прикрепляемого элемента на длину не менее 30 катетов шва с каждой стороны, при этом катет шва принимают не меньше, чем у примыкающих элементов.

ПРИМЕРЫ РЕШЕНИЯ ЗАДАЧ

ЗАДАЧА

Подобрать сечение колонны высотой 7 м с шарнирным закреплением концов в обеих плоскостях. Материал конструкции – сталь С235 с расчетным сопротивлением $R_y=24$ кН/см². Расчетное усилие $N=3500$ кН. Коэффициент условий работы $\gamma_c=1$.

РЕШЕНИЕ

Назначаем двутавровое сечение, сварное из трех листов. Расчетные длины при шарнирном закреплении концов равны геометрическим: $l_{0x}=l_{0y}=7$ м.

Задаемся гибкостью $\lambda=70$ ($\varphi=0,754$), определяем требуемую площадь сечения

$$A = \frac{N}{\varphi \cdot R_y} = \frac{3500}{0,77 \cdot 24} = 193,4 \text{ см.}$$

Вычисляем требуемые радиусы инерции и габариты сечения:

$$i_x = i_y = 700/70 = 10 \text{ см;}$$

$$h = \frac{i}{\alpha_1} = \frac{10}{0,43} = 23,3 \text{ см;}$$

$$b = \frac{i}{\alpha_2} = \frac{10}{0,24} = 41,7 \text{ см.}$$

По технологическим соображениям (из условия сварки поясных швов автоматом) назначаем $b=h=40$ см и проводим дальнейший расчет только относительно оси у-у, так как относительно оси х-х гибкость стержня будет почти в два раза меньше.

Определим минимально допустимые по условиям местной устойчивости толщины поясов и стенки. Предварительно находим

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 70 \sqrt{\frac{24}{20600}} = 2,39$$

$$\sqrt{\frac{E}{R_y}} = \sqrt{\frac{20600}{24}} = 29,3$$

$$\text{Толщина стенки } t_w = \frac{h}{(1,2 + 0,35\bar{\lambda}) \sqrt{\frac{E}{R_y}}} = \frac{40}{(1,2 + 0,35 \cdot 2,39) \cdot 29,3} = 0,67 \text{ см.}$$

$$\text{Толщина полок } t_f \approx \frac{b_f}{2 \cdot (0,36 + 0,1\bar{\lambda}) \sqrt{\frac{E}{R_y}}} = \frac{40}{2 \cdot (0,36 + 0,1 \cdot 2,39) \cdot 29,3} = 1,14 \text{ см.}$$

Компонуем сечение так, чтобы: получить общую площадь 193 см^2 с передачей большей ее части на полки; использовать стандартный металлопрокат; сохранить генеральные размеры назначенного сечения и обеспечить местную устойчивость элементов, приняв толщину стенки не менее $6,7 \text{ мм}$, а полок – не менее $11,4 \text{ мм}$. Назначаем стенку из листа $9 \times 380 \text{ мм}$, полки – из листов $20 \times 400 \text{ мм}$.

Вычислим геометрические характеристики сечения

$$A = 2 \cdot 2 \cdot 40 + 0,9 \cdot 38 = 194,2 \text{ см}^2;$$

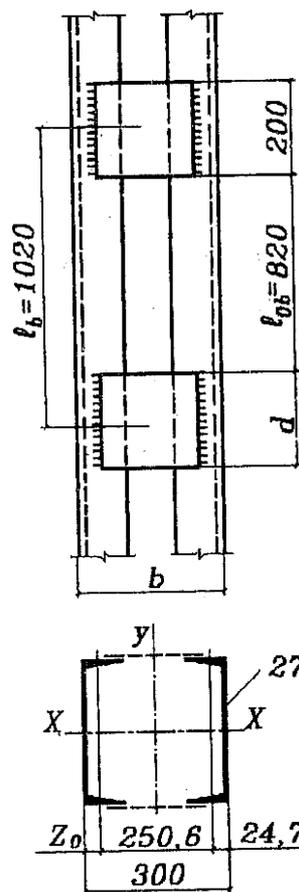


Рисунок 5.1 – Стержень колонны с

$$J_y = \frac{2 \cdot t_f \cdot b_f^3}{12} = \frac{2 \cdot 24 \cdot 40^3}{12} = 21333 \text{ см}^4;$$

$$i_y = \sqrt{\frac{J_y}{A}} = \sqrt{\frac{21333}{194,2}} = 10,48 \text{ см.}$$

Находим фактическую гибкость стержня, коэффициент φ и проверяем устойчивость:

$$\lambda = \frac{l_{0y}}{i_y} = \frac{700}{10,48} = 66,79; \varphi = 0,769;$$

$$\frac{N}{\varphi \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{3500}{0,769 \cdot 194,2 \cdot 24} = 0,976 < 1.$$

Сечение принято.

Задания к практическому занятию

На базовом уровне

Задача 1

Подобрать сплошную колонну, выполненную из прокатного широкополочного колонного двутавра, высотой $l = 6$ м. Внизу и вверху колонна закреплена шарнирно. Расчетное продольное усилие $N = 1000$ кН. Материал конструкции – сталь класса С245 с расчетным сопротивлением $R_y = 24$ кН/см². Коэффициент условий работы $\gamma_c = 1$.

В случае невыполнения условия устойчивости колонны, производится корректировка размеров сечения (по сортаменту принимается соседний номер проката) и повторная проверка.

На повышенном уровне

Задача 2

Подобрать сплошную колонну, выполненную из прокатного широкополочного колонного двутавра, высотой $l = 6$ м. Внизу и вверху колонна закреплена шарнирно. Расчетное продольное усилие $N = 1000$ кН. Материал конструкции – сталь класса С245 с расчетным сопротивлением $R_y = 24$ кН/см². Коэффициент условий работы $\gamma_c = 1$. В случае невыполнения условия устойчивости колонны, производится корректировка размеров сечения (по сортаменту принимается соседний номер проката) и повторная проверка.

Начертить схему сечения прокатной колонны, обосновать выбор марки стали колонны.

Вопросы к самостоятельной работе

1. Подбор и проверка сечения сквозной центрально-сжатой колонны
2. Расчет и конструирование элементов решетки сквозных центрально-сжатых колонн
3. Классификация колонн? (П)

ПРАКТИЧЕСКАЯ ПОДГОТОВКА №3.

ФЕРМЫ ПОКРЫТИЙ: ВЫБОР РАСЧЕТНОЙ СХЕМЫ; СБОР НАГРУЗОК; СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ; ПОДБОР И ПРОВЕРКА СЕЧЕНИЙ

1.1 Теоретическая часть.

Первым этапом проектирования конструкций является их компоновка. На этой стадии вы должны выбрать статическую схему и очертание фермы, назначить вид решетки и определить генеральные размеры.

Выбор статической схемы и очертания ферм зависит от назначения и архитектурного решения сооружения. Для покрытий зданий выбор вида фермы зависит от типа кровли, требуемого уклона, способа соединения ферм с колоннами (шарнирное или жесткое).

При выборе статической схемы ферм (разрезная, неразрезная) необходимо учитывать свойства оснований.

Пролет фермы в большинстве случаев назначают, исходя из технологических и архитектурных требований.

Высоту ферм принимают, как и для балок, с учетом минимизации расхода стали, обеспечения необходимой жесткости, возможности транспортировки укрупненными элементами.

Усилия в поясах балочных ферм возникают от изгибающего момента, а в решетке –

от поперечной силы.

По условиям транспортировки предельная высота конструкций не должна превышать 3,85 м.

Обычно с учетом требований транспортировки, монтажа и других факторов высоту ферм принимают в пределах $1/7 \dots 1/12$ пролета (меньшие значения принимают при меньших нагрузках).

По аналогии со сплошностенчатыми балками для ферм с параллельными поясами и трапецеидальных можно определить минимальную (из условий жесткости) высоту

$$h_{\min} = \frac{6.5\sigma_n l}{24E} \left[\frac{l}{f} \right] \left(1 + \frac{2h_\phi}{l} \right) \quad (6.1)$$

где l/f — предельно допустимый относительный прогиб фермы; σ_n — максимальное напряжение в поясе от нагрузки, при которой проверяется жесткость конструкции, l и h_ϕ — пролет и высота фермы (второе слагаемое в скобках учитывает влияние решетки).

Прогиб конструкций определяют от нормативной нагрузки при коэффициенте надежности по нагрузке $\gamma_f = 1$. При полном использовании прочностных свойств стали, т.е. при действии расчетных нагрузок $\sigma = R_y$, при нормативной нагрузке

$$\sigma_n = \frac{q_n + p_n}{q_n \gamma_{fq} + p_n \gamma_{fp}} R_y \quad (6.2)$$

где q_n, p_n — постоянная и временная нормативные нагрузки;

γ_{fq}, γ_{fp} — соответствующие коэффициенты надежности по нагрузке.

Прогиб ферм можно компенсировать устройством строительного подъема, т.е. изготовлением ферм с обратным выгибом, который под воздействием нагрузки погашается и ферма приходит в проектное положение. Строительный подъем назначают согласно нормам равным прогибу от постоянной нагрузки плюс половина от временной нагрузки.

Размеры панели должны соответствовать расстоянию между элементами, передающими нагрузку на ферму, и отвечать оптимальному углу наклона раскосов. Оптимальный угол наклона раскосов в треугольной решетке составляет 45° , в раскосной решетке — 35° . Из конструктивных соображений — рационального очертания фасонки в узле и удобства прикрепления раскосов - желателен угол, близкий к 45° . При малых углах фасонки получаются слишком вытянутыми, при больших — высокими, что делает их громоздкими и неэкономичными. В стропильных фермах размеры панелей принимают в зависимости от

системы кровельного покрытия.

Желательно для исключения работы пояса на изгиб обеспечить передачу нагрузки от кровли в узлах фермы.

В фермах из прокатных и гнутых профилей для удобства комплектования металла принимается обычно не более 5...6 калибров профилей. Из условия обеспечения качества сварки и повышения коррозионной стойкости толщину замкнутых профилей (труб, гнуто-замкнутых сечений) не следует принимать менее 3 мм, а для уголков – менее 4 мм. Для предотвращения повреждения стержней при транспортировке и монтаже не рекомендуется также применять профили размером менее 50 мм.

Профильный прокат поставляют длиной до 12 м. Для снижения трудоемкости изготовления в фермах пролетом до 24 м (включительно), состоящих из двух отправочных марок, пояса принимают постоянного сечения.

Для снижения расхода стали целесообразно, особенно при больших усилиях, наиболее нагруженные элементы ферм (пояса, опорные раскосы) проектировать из стали повышенной прочности, а прочие элементы – из обычной стали. Стержни легких ферм работают в относительно благоприятных условиях (одноосное напряженное состояние, незначительная концентрация напряжений и т.д.), поэтому для них следует применять стали полуспокойной выплавки. Фасонки ферм работают в сложных условиях (плоское поле растягивающих напряжений, наличие сварочных напряжений, концентрация напряжений вблизи швов), что повышает опасность хрупкого разрушения и требует применения более качественной спокойной стали.

Подбор сечений элементов ферм удобно оформлять в табличной форме (таблица 6.1).

Таблица 6.1 – Проверка сечений стержней фермы

Элемент	Расчетное усилие, кН	Сечение	Площадь, см ²	Расчетные длины, см	Радиусы инерции, см		λ_{\max}	[λ]	φ	γ_c	Проверка несущей способности	
											Сжатие	Растяжение

Подбор сечений сжатых элементов.

Требуемую площадь находят из условия устойчивости

$$N / (\phi A R_y \gamma_c) \leq 1 \quad (6.3)$$

по формуле

$$A_{mp} = N / (\phi R_y \gamma_c) \quad (6.4)$$

При предварительном подборе можно принять для поясов легких ферм $\lambda = 60 + 90$ и для решетки $\lambda = 100 + 120$. Большие значения гибкости принимаются при меньших усилиях. По требуемой площади подбирают по сортаменту подходящий профиль, определяют его фактические геометрические характеристики A , i_x , i_y , находят $\lambda_x = l_x / i_x$ и $\lambda_y = l_y / i_y$, по большей гибкости уточняют коэффициент ϕ и проводят проверку устойчивости. Если гибкость стержня предварительно была задана неправильно и проверка показала перенапряжение или значительное (больше 5-10%) недонапряжение, то проводят корректировку сечения, принимая промежуточное между предварительно заданной и фактической значение гибкости. Обычно второе приближение достигает цели.

Местную устойчивость сжатых элементов, выполненных из прокатных сечений, можно считать обеспеченной, поскольку из условий прокатки толщина полок и стенок профилей больше, чем требуется из условий устойчивости. Устойчивость стенок сечений из круглых труб обеспечена, если $r / t \leq 1,57 \sqrt{E / R_y}$, где r – радиус трубы, t – толщина стенки.

При выборе типа профилей нужно помнить, что рациональным является сечение, имеющее одинаковые гибкости как в плоскости, так и из плоскости фермы (принцип равноустойчивости), поэтому при назначении профилей обратите внимание на соотношение расчетных длин. Например, если вы проектируете ферму из уголков и расчетные длины элемента в плоскости и из плоскости одинаковы, то рационально выбрать неравнополочные уголки и поставить их большими полками вместе, так как в этом случае $i_x \approx i_y$ и при $l_x = l_y$ $\lambda_x \approx \lambda_y$. Если расчетная длина из плоскости l_y в два раза больше расчетной длины в плоскости l_x (например, верхний пояс на участке под фонарем), то более рациональным будет сечение из двух неравнополочных уголков, поставленных вместе малыми полками, так как в этом случае $i_x \approx 0.5 i_y$ и при $l_x = 0,5 l_y$ $\lambda_x \approx \lambda_y$. Наконец, для элементов решетки при $l_x = 0,8 l_y$ наиболее рациональным будет сечение из равнополочных уголков. Вместе с тем необходимо заметить, что ваша конструкция должна быть работоспособной на всех стадиях своего существования, в том числе и при монтаже. С этих позиций для поясов ферм лучше запроектировать сечение из неравнополочных уголков, поставленных вместе меньшими полками, чтобы при подъеме фермы обеспечить большую жесткость из плоскости.

Подбор сечения растянутых элементов

Предельное состояние растянутых элементов определяется либо их разрывом $\sigma > \sigma_u$, где σ_u – временное сопротивление стали, либо развитием чрезмерных пластиче-

ских деформаций $\sigma > \sigma_y$, где σ_y – предел текучести.

Несущую способность элементов проверяют по формуле

$$\frac{N}{A_{nt} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1. \quad (6.5)$$

Требуемую площадь растянутого элемента определяют по формуле

$$A_{mp} = \frac{N}{R_y \cdot \gamma_c}. \quad (6.6)$$

Затем по сортаменту выбирают профиль, имеющий ближайшее большее значение площади. Проверка принятого сечения в этом случае является формальной и не требуется.

ПРИМЕРЫ РЕШЕНИЯ ЗАДАЧ

ЗАДАЧА

Требуется подобрать сечение сжатого верхнего пояса фермы из двух уголков по расчетному усилию $N=840$ кН. Расчетные длины стержней в плоскости фермы – 3 м; из плоскости – 6 м. Материал - сталь С245; $R_y = 24$ кН/см²; $\gamma_c = 0,95$ (сжатые элементы стержневых конструкций покрытий при расчетах на устойчивость, приложение 4); толщина фасонки – 12 мм.

РЕШЕНИЕ

Поскольку $I_y = 2I_x$, принимаем сечение из неравнополочных уголков, расположенных узкими полками вместе. Задаемся гибкостью в пределах, рекомендуемых для поясов: $\lambda = 80$; $\varphi = 0,686$;

$$A_{mp} = \frac{N}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{840}{0,686 \cdot 24 \cdot 0,95} = 57,3 \text{ см}^2.$$

Принимаем сечение из двух уголков $180 \times 110 \times 10$; $A=28,3 \cdot 2=56,6$ см²; $i_x=3,12$ см; $i_y=8,7$ см (следует обратить внимание, что индексы расчетных осей и осей по сортаменту для неравнополочных уголков могут не совпадать):

$$\lambda_x = \frac{300}{3,12} = 96; \quad \lambda_y = \frac{600}{8,7} = 69; \quad \varphi_{\min} = 0,57;$$

$$\frac{N}{\varphi \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{840}{0,57 \cdot 56,6 \cdot 24 \cdot 0,95} = 1,14 > 1$$

Сечение подобрано неудачно и имеет перенапряжение на 14%. Принимаем гибкость (между предварительно заданной и фактической)

$$\lambda = 90; \quad \varphi = 0,612; \quad A_{mp} = \frac{840}{0,612 \cdot 24 \cdot 0,95} = 60 \text{ см}^2.$$

Принимаем два уголка $180 \times 110 \times 12$;

$$A=33,7 \cdot 2=67,4 \text{ см}^2; i_x=3,1 \text{ см}, i_y=8,75 \text{ см}; \lambda_x = \frac{300}{3,1} = 97;$$

(λ_x не лимитирует сечение), $\varphi = 0,563$;

$$\frac{N}{\varphi \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{840}{0,563 \cdot 24 \cdot 67,4 \cdot 0,95} = 0,97 < 1, \lambda=97 < [\lambda]=120.$$

Сечение из двух уголков 180x110x12 принято.

Задания к практическому занятию

На базовом уровне

Задача 1

Подобрать сечение верхнего сжатого пояса фермы из двух уголков при действии на него расчетного усилия $N = -1300$ кН. Расчетные длины стержней: в плоскости фермы 3 м, из плоскости – 3 м (при шаге прогонов кровли $d = 3$ м). Материал – сталь класса С245 (район II₄, здание отапливаемое); $R_y = 24$ кН/см²; $\gamma_c = 0,95$ (см. табл. 1.3). Максимальное усилие в опорном раскосе $N_{p,\max} = -670$ кН. Толщину фасонки выбирают в зависимости от действующих усилий в элементах решетки. Принимаем толщину фасонки $t_f = 14$ мм при максимальном усилии в опорном раскосе 670 кН.

На повышенном уровне

Задача 2

Подобрать сечение верхнего сжатого пояса фермы из двух уголков при действии на него расчетного усилия $N = -1300$ кН. Расчетные длины стержней: в плоскости фермы 3 м, из плоскости – 3 м (при шаге прогонов кровли $d = 3$ м). Материал – сталь класса С245 (район II₄, здание отапливаемое); $R_y = 24$ кН/см²; $\gamma_c = 0,95$ (см. табл. 1.3). Максимальное усилие в опорном раскосе $N_{p,\max} = -670$ кН. Толщину фасонки выбирают в зависимости от действующих усилий в элементах решетки. Принимаем толщину фасонки $t_f = 14$ мм при максимальном усилии в опорном раскосе 670 кН.

Начертить расчетную и геометрическую схему фермы.

Вопросы к самостоятельной работе

1. Эффективные типы прогрессивных ферм
2. Фермы из прямоугольных и квадратных труб.
3. Фермы, имеющие пояса из тавров. (II)

ПРАКТИЧЕСКАЯ ПОДГОТОВКА №4.

ПОДБОР И ПРОВЕРКА СЕЧЕНИЙ СПЛОШНЫХ ВНЕЦЕНТРЕННО-СЖАТЫХ КОЛОНН; РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ БАЗЫ КОЛОННЫ

1.1 Теоретическая часть

1. Характеристика сечений стержневой колонн

Внецентренно-сжатые колонны могут иметь сплошные и сквозные сечения (рисунок 7.1).

Сплошные сечения (рисунок 7.1, а, б) применяют при ширине колонны до 1 м. Для колонн шириной более 1 м экономичнее сквозные сечения (рисунок 7.1, в, г, д, е).

Сечения, внецентренно-сжатых колонн следует проектировать развитыми в плоскости действия момента. Они могут быть симметричными и асимметричными. Если изгибающий момент в колонне действует только в одном направлении, целесообразно применять несимметричные сечения.

Для крайних рядов колонн промышленных зданий, оборудованных мостовыми кранами, обычно применяют ступенчатые колонны несимметричного сечения (рисунок 7.1, б, в, г). Наружную ветвь этих колонн проектируют из листа, из листа и двух уголков или из гнутого профиля. К таким ветвям удобно крепить панели стенового ограждения. Для подкрановой ветви ступенчатых колонн рекомендуется применять прокатный или составленный из листов двутавр. Высоту сечений ветвей принимают одинаковой в целях удобства крепления стержней решетки. Стержни решетки обеспечивают совместную работу ветвей колонны. Колонны средних рядов обычно имеют симметричные сквозные сечения (рисунок 7.1, д, е).

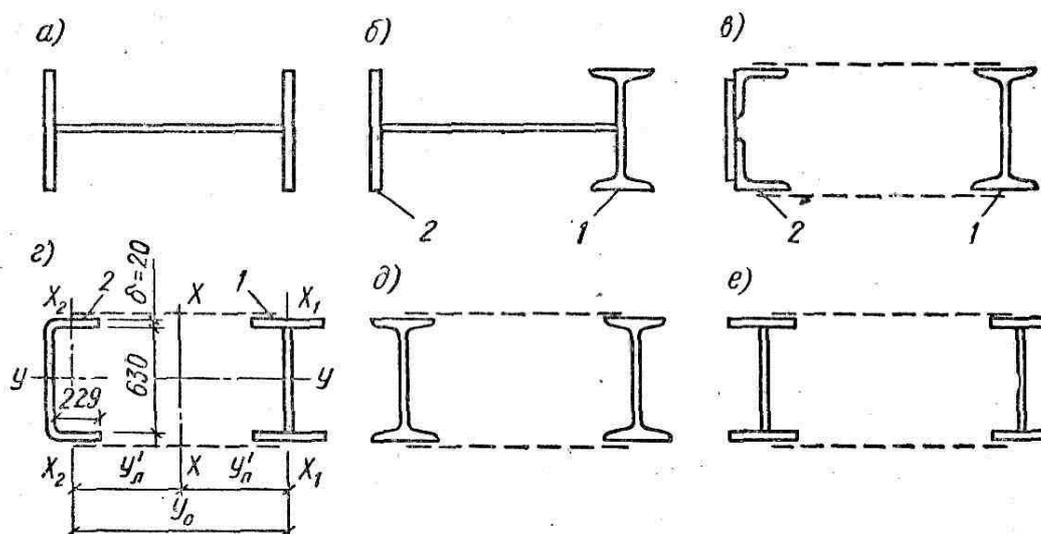


Рисунок 7.1 Сечения нижних частей ступенчатых колонн 1 — подкрановая ветвь; 2 — наружная ветвь

2. Подбор сечения, проверка прочности и устойчивости стержня сплошной колонны

Подбор сечения стержня внецентренно-сжатой сплошной колонны и проверку устойчивости осуществляют в следующем порядке. Прежде всего следует определить

требуемую площадь сечения.

$$F_{mp} = \frac{N}{R} \left(1,25 + 2,5 \frac{e}{h} \right), \quad (7.1)$$

где h — высота сечения, которой предварительно следует задаться, назначая, ее в пределах $1/15$ — $1/20$ высоты колонны, при этом высоту стенки сечения h_{cm} рекомендуется принимать в соответствии с размерами типовых колонн, для которых принято: $h_{cm}=400, 500, 630, 710$ и 900 мм.

Исходя из полученной F_{mp} нужно наметить размеры стенки и полок. Толщину стенки можно принять $(1/70 \dots 1/80)h_{cm}$, но не менее 6 мм. Ширину полок — не более $30 \delta_n$.

Далее следует определить геометрические характеристики скомпонованного сечения: $F, J_x, J_y, W_x, \rho_x, r_x$ и r_y .

Определим гибкость стержня

$$\lambda_x = \frac{\mu_x l_{0x}}{r_x} \quad (7.1)$$

и его условную гибкость

$$\bar{\lambda} = \lambda_x \sqrt{\frac{R}{E}}, \quad (7.2)$$

$$\lambda_y = \frac{\mu_y l_{0y}}{r_y}. \quad (7.3)$$

Определим φ^{6H} и φ_y .

Проверка устойчивости в плоскости действия момента по формуле:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi^{6H} F_{\sigma p}} \leq R. \quad (7.4)$$

Проверка устойчивости стержня колонны из плоскости действия момента по формуле:

$$\sigma = \frac{N}{\phi_y c F_{\sigma p}} \leq R \quad (7.5)$$

3. Проверка устойчивости стенок сплошных колонн

Местную устойчивость стенки проверяют в зависимости от величин

$$\alpha = \frac{\sigma - \sigma'}{\sigma} \text{ и } \frac{\tau}{\sigma}. \quad (7.6)$$

При $\alpha \geq 1$ наибольшее отношение высоты стенки к ее толщине, при котором стенка будет устойчива, определяют по формуле

$$\frac{h_{cm}}{\delta_{cm}} = 100 \sqrt{\frac{2k_3}{\sigma(2-\alpha + \sqrt{\alpha^2 + 4\beta^2})}}. \quad (7.7)$$

Для определения коэффициента α нужно установить наибольшие σ и наименьшие σ' в фибровых волокнах стенки (рисунок 7.2, а).

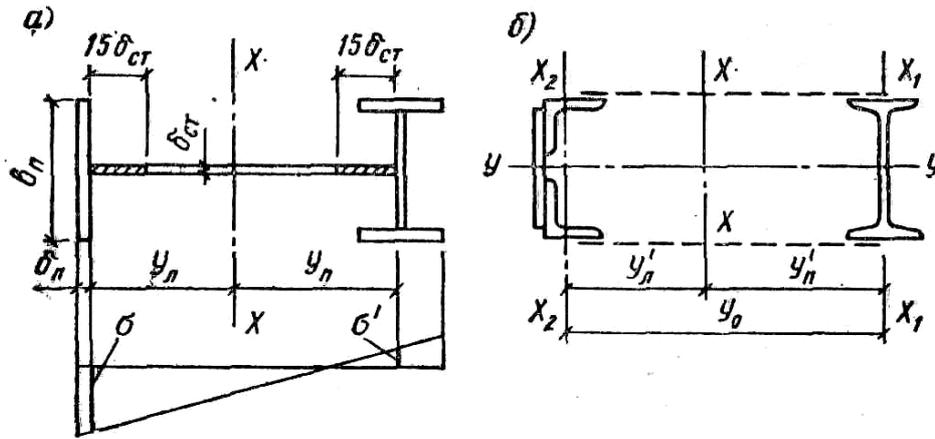


Рисунок 7.2 – Положение центров тяжести несимметричных сечений колонн а — сплошной; б — сквозной

Для этого необходимо найти сечение по высоте колонны с наибольшими сжимающими напряжениями (в кН/см²) и затем получить

$$\sigma = \frac{N}{F} + \frac{My_n}{J} \quad \text{и} \quad \sigma' = \frac{N}{F} - \frac{My_n}{J}. \quad (7.8)$$

Осредненные касательные напряжения (в кН/см²) для этого же сечения

$$\tau = \frac{Q}{h_{cm} \delta_{cm}}. \quad (7.9)$$

Коэффициент k_3 зависит от α

α	1	1,2	1,4	1,6	1,8	2
k_3	2,22	2,67	3,26	4,2	5,25	6,3

Коэффициент $\beta = 0,7 k_3 \tau/\sigma$.

При $\alpha \leq 0,5$ наибольшее отношение h_{cm}/δ_{cm} можно определить по формуле

$$\frac{h_{cm}}{\delta_{cm}} = 40 \sqrt{\frac{2,1}{R}} + 0,4\lambda. \quad (7.10)$$

В случае когда $0,5 < \alpha < 1$, наибольшее отношение h_{cm}/δ_{cm} определяют линейной интерполяцией между значениями, полученными для $\alpha = 1$ и $\alpha = 0,5$.

$$R_{\phi} = R_{\sigma} \sqrt[3]{\frac{F_{\phi}}{F_{nl}}}, \quad (7.12)$$

здесь R_{σ} — расчетное сопротивление бетона; F_{ϕ}/F_{nl} — отношение площади верхнего уступа фундамента к площади опорной плиты базы, которым следует задаться, принимая его не более 1,5.

При расчете фундамента размеры верхнего уступа его должны быть назначены такими, при которых будет выдержано принятое отношение F_{ϕ}/F_{nl} .

Определив площадь опорной плиты и задавшись одним из ее размеров, находят другой. Удобнее задаваться шириной плиты, принимая ее равной (обозначения смотреть на рисунке 7.3).

$$B_{nl} = a + 2\delta_{mp} + 2c \quad (7.12)$$

Свес консольной части опорной плиты c назначают в зависимости от принятой конструкции базы колонны. При закреплении анкерных болтов непосредственно за плиту и для выравнивания моментов на участках свес рекомендуется принимать равным 100—130 мм.

Длина плиты будет

$$L_{nl} = \frac{F_{nl}}{B_{nl}}. \quad (7.13)$$

Один из размеров опорной плиты следует назначать в соответствии с ГОСТ. После установления ширины и длины опорной плиты следует определить фактическое напряжение в фундаменте по формуле

$$\sigma_{\phi} = \frac{N}{F_{nl}}. \quad (7.14)$$

Изгибающие моменты определяют для каждого участка плиты. Нужно стремиться размеры участков устанавливать такими, чтобы изгибающие моменты на них были примерно одинаковыми. Размеры участков плиты и характер опирания ее на отдельных участках зависят от конструкции базы, ее размеров и от напряжений в фундаменте под плитой.

ПРИМЕРЫ РЕШЕНИЯ ЗАДАЧ

ЗАДАЧА

Рассчитать стык полосы как комбинированное соединение – прямой стык полосы усилен двумя ромбическими накладками сечением 250×6 мм каждая.

РЕШЕНИЕ

Определяем напряжение в стыковом шве

$$\sigma = \frac{N}{A_n + \sum A_n} \leq R^{ce} \cdot \gamma, \quad (7.15)$$

где A_n – площадь сечения соединяемых листов;

$\sum A_n$ – суммарная площадь сечения накладок.

$$\sigma = \frac{N}{A_n + \sum A_n} = \frac{1250}{30 \cdot 2 + 2 \cdot 25 \cdot 0,6} = 13,89 \text{ кН/см}^2 < R^{ce} = 19,55 \text{ кН/см}^2.$$

Усилие в каждой накладке

$$N_n = \sigma \cdot A_n = 13,89 \cdot 25 \cdot 0,6 = 208,4 \text{ кН.}$$

Привариваем накладки ручной сваркой электродом Э42, швом $k_{ш} = 6$ мм. Определяем, какая из проверок – по шву или границе сплавления, имеет решающее значение. Согласно $R_{ш}^{ce} = 180 \text{ МПа} = 18 \text{ кН/см}^2$; $R_{ш}^{ce} = 160 \text{ МПа} = 16 \text{ кН/см}^2$; $\beta_{ш} = 0,7$ и $\beta_c = 1$:

$$\beta_{ш} \cdot R_{ш}^{ce} = 0,7 \cdot 18 = 12,6 \text{ кН/см}^2;$$

$$\beta_c \cdot R_{ш}^{ce} = 1 \cdot 16 = 16 \text{ кН/см}^2;$$

$R_{ш}^{ce}$ – расчетное сопротивление на срез металла углового шва;

$R_{ш}^{ce}$ – расчетное сопротивление на срез по металлу границы сплавления,

$$l_{ш} = \frac{N}{k_{ш} \cdot (\beta \cdot R_y^{ce})_{ш}} \quad (7.16)$$

Решающей оказалась проверка по металлу шва.

Определяем длину угловых швов, необходимых для прикрепления накладки,

$$l_{ш} = \frac{N}{k_{ш} \cdot (\beta \cdot R_y^{ce})_{ш}} = \frac{208,4}{0,6 \cdot 12,6} = 27,6 \text{ см.}$$

Принимаем 2 шва по $l = \frac{27,6}{2+1} = 15 \text{ см.}$

Задания к практическому занятию

На базовом уровне

Задача 1

Рассчитать стык полосы как комбинированное соединение – прямой стык полосы усилен двумя ромбическими накладками сечением 250×12 мм каждая.

На повышенном уровне

Задача 2

Рассчитать стык полосы как комбинированное соединение – прямой стык полосы усилен двумя ромбическими накладками сечением 250×12 мм каждая.

Вычертить схему по усилению стыкового шва накладками

Вопросы к самостоятельной работе

1. Расчёт на прочность центрально растянутых или сжатых элементов?
2. Расчёт на устойчивость центрально сжатых элементов?
3. Сплошные колонны? (П)

ПРАКТИЧЕСКАЯ ПОДГОТОВКА №5.

РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ И ПОДБОР СЕЧЕНИЙ ЭЛЕМЕНТОВ С ОПРЕДЕЛЕНИЕМ НЕОБХОДИМОГО КОЛИЧЕСТВА АРМАТУРЫ ПРИ ИЗГИБЕ

Расчет сечений, нормальных к продольной оси элемента, когда изгибающий момент действует в плоскости оси симметрии сечения и арматура сосредоточена у перпендикулярных указанной плоскости граней элемента, следует производить в зависимости от соотношения между значением относительной высоты сжатой зоны бетона $\zeta = x/h_0$, определяемой из соответствующих условий равновесия, и значением относительной высоты сжатой зоны бетона ζ_R , при котором предельное состояние элемента наступает одновременно с достижением в растянутой арматуре напряжения, равного расчетному сопротивлению R_s .

Элементы прямоугольного профиля с одиночной арматурой (без предварительного напряжения). Они имеют следующие геометрические характеристики (рис. 1):

$$A_{bc} = bx; \quad z_b = h_0 - 0,5x, \quad (1.1)$$

где h_0 и b — рабочие высота и ширина сечения.

Высоту сжатой зоны x определяют на основании уравнения равновесия из выражения:

$$bxR_b = R_s A_s, \quad (1.2)$$

Условие прочности имеет вид:

$$M < R_b bx(h_0 - 0,5x). \quad (1.3)$$

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

$$M < R_s A_s (h_0 - 0,5x). \quad (1.4)$$

Формулы (1.2) и (1.3) или (1.4) применяют совместно. Они действительны при $x < \zeta_R h_0$, где ζ_R определяют по выражению:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{SR}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)}, \quad (1.5)$$

где $\omega = \alpha - 0,008 \gamma_{b2} R_b$;

$$\sigma_{sc,u} = 500 \text{ МПа при } \gamma_{b2} = 0,9 < 1;$$

$$\sigma_{SR} = R_s.$$

Из анализа выражений (1.3) и (1.4) следует, что несущая способность элемента может быть удовлетворена при различных сочетаниях размеров поперечного сечения элемента и количества арматуры в нем. В реальных условиях стоимость железобетонных элементов близка к оптимальной при значениях:

$$\mu = 1...2\%; \quad \zeta = 0,3...0,4 \text{ — для балок}$$

$$\mu = 0,3...0,6\%; \quad \zeta = 0,1...0,15 \text{ — для плит}$$

Прочность сечения с заданными bh , A_s (материалы и момент M предполагаются известными) проверяют в такой последовательности: из выражения (1.2) находят высоту сжатой зоны x проверяют ее по условию $x < \zeta_R h_0$ и затем используют в выражении (1.3) или (1.4). Сечение считается подобраным удачно, если его несущая способность, выраженная по моменту, превышает заданный расчетный момент не более чем на 3...5 %.

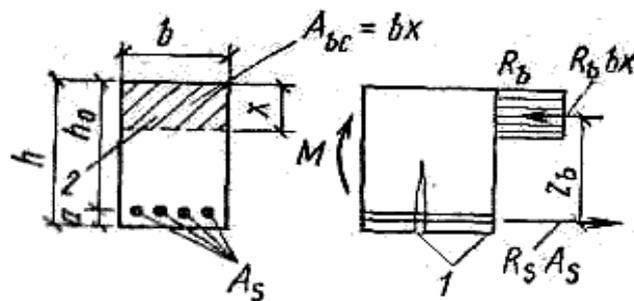


Рисунок 1 – Прямоугольное сечение с одиночной арматурой и схема усилий при расчете прочности элемента по нормальному сечению

1 – нормальные трещины; 2 – граница сжатой зоны

Задача

Дано: сечение размерами $b = 300$ мм, $h = 800$ мм; $a = 70$ мм; растянутая арматура класса А-Ш ($R_s = 365$ МПа); площадь ее сечения $A_s = 2945$ мм² (6 Ø 25); $\gamma_{b2} = 0,9$ (нагрузки непродолжительного действия отсутствуют); бетон тяжелый класса В25 ($R_b = 13$ МПа); изгибающий момент $M = 550$ кНм.

Требуется проверить прочность сечения.

Расчет. $h_0 = 800 - 70 = 730$ мм. Проверку прочности сечения производим:

Определим значение x :

$$x = R_s A_s = 365 \times 2945 = 276 \text{ мм.}$$

$$R_b \times b = 13 \times 300$$

По формуле (1.5) находим $\zeta R = 0,604$.

Так как $\zeta = x/h_0 = 276/730 = 0,38 < \zeta_R = 0,604$

прочность проверим из условия :

$$R_s A_s (h_0 - 0,5x) = 365 \times 2945 (730 - 0,5 \times 276) = 636,4 \times 10^6 \text{ Н} \times \text{мм} = \\ = 636,4 \text{ кН} \times \text{м} > M = 550 \text{ кН} \times \text{м}, \text{ т. е. прочность сечения обеспечена.}$$

Задача 1

Задано сечение растянутая арматура класса А-III ($R_s = 365$ МПа); площадь ее сечения $A_s = 2945 \text{ мм}^2$ (6 $\varnothing 25$); $\gamma_{b2} = 0,9$ (нагрузки непродолжительного действия отсутствуют); бетон тяжелый класса В25 ($R_b = 13$ МПа); задан изгибающий момент. Требуется проверить прочность сечения.

- Таблица 1 – Исходные данные

- Номер по порядку	- b	- h	- a	- M
- 1	- 300	- 500	- 70	- 600
- 2	- 200	- 550	- 50	- 800
- 3	- 500	- 600	- 30	- 550
- 4	- 400	- 700	- 60	- 400
- 5	- 200	- 800	- 70	- 700
- 6	- 300	- 560	- 20	- 900
- 7	- 520	- 500	- 50	- 850
- 8	- 360	- 600	- 40	- 950
- 9	- 450	- 700	- 60	- 1000
- 10	- 800	- 800	- 20	- 400

-

-

Задача 2

Проверить прочность заданного сечения (таблица 1), если растянутую арматуру принять класса А – IV ; площадь ее сечения A_s и $\gamma_{b2} = 0,9$.

-

- **2. Вопросы к практическому занятию**

1. Что понимается под относительной высоты сжатой зоны бетона ζ ?
2. Какое соотношение между относительной высотой сжатой зоны бетона ζ и граничной относительной высотой сжатой зоны бетона ζ_R ?

3. Вопросы к самостоятельной работе

1. Как влияет количество арматуры на определение несущей способности элемента? .
2. Как определяется количество арматуры в железобетонных изделиях.

- **Список рекомендуемой литературы**

Основная: [1].

ПРАКТИЧЕСКАЯ ПОДГОТОВКА №6.

РАСЧЁТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ РЕБРИСТЫХ МНОГОПУСТОТНЫХ ПЛИТ ПЕРЕКРЫТИЙ

Теоретическая часть

Сборные балочные перекрытия состоят из плит (панелей) и ригелей, расположенных вдоль или поперек здания. Нагрузка от плит передается на ригели. Ригели могут опираться на колонны (здания с полным каркасом) или на внутренние колонны и наружные стены (в зданиях с неполным каркасом).

Проектирование перекрытий включает в себя компоновку конструктивной схемы, расчет панелей, ригелей, узлов сопряжения их с колоннами, конструирование и т. п.

Компоновка состоит из разбивки здания на температурные блоки, выбора сетки колонн, направления ригелей, типа и ширины панелей. Это делается с учетом технологического характера (назначения) здания, величины нагрузок, требований по обеспечению пространственной жесткости здания и экономичности конструктивного решения. При выборе сетки колонн должны соблюдаться требования типизации и унификации. Направление ригелей может быть поперечным или продольным – вдоль здания. При поперечном размещении ригелей здания имеют наибольшую жесткость в этом направлении, что важно при проектировании многоэтажных сооружений. Для выбора конструктивной схемы перекрытия разрабатывают несколько вариантов конструктивных схем и из них по экономическим показателям выбирают оптимальный. Наибольший расход бетона в перекрытии (около 65%) приходится на панели, поэтому разработка их рациональных решений имеет особо важное значение.

Плиты перекрытий опираются на ригели, работая на изгиб, и для уменьшения расхода материалов их проектируют облегченными – *пустотными* или *ребристыми* (рис. 2). При удалении бетона из растянутой зоны сохраняются лишь ребра шириной, необходимой для размещения сварных каркасов и обеспечения прочности панелей по наклонному сечению. При этом плита в пролете между ригелями работает на изгиб как балка таврового сечения. Верхняя полка плиты также работает на изгиб между ребрами. При необходимости устройства гладкого потолка создается нижняя полка, образующая замкнутую полость. По форме поперечного сечения плиты бывают с овальными, круглыми пустотами, ребристые — с ребрами вверх (с устройством чистого пола по ребрам), с ребрами вниз, сплошные (рис. 2).

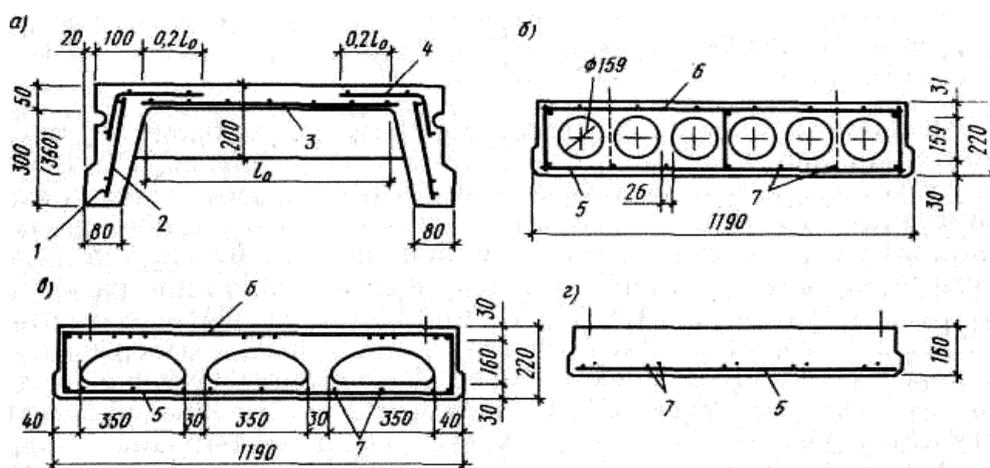


Рисунок 2 – Плиты перекрытий

a – ребристая; в – пустотные; г – сплошная

1 – рабочая напрягаемая арматура; 2 – арматурные каркасы продольных ребер; 3 – арматурная пролетная сетка плиты; 4 – то же, опорная; 5 – нижняя плоская сварная сетка; 6 – то же, верхняя; 7 – продольная рабочая арматура

Экономичность плит приближенно оценивается по приведенной толщине бетона, которую получают при делении объема бетона панели на ее площадь, и по расходу стали. По приведенной толщине наиболее экономичными являются ребристые панели с ребрами вверх, однако расход стали в них выше, чем у пустотных панелей. Среди пустотных панелей по приведенной толщине бетона и расходу стали самые экономичные панели с овальными пустотами, но их изготовление трудоемкое и поэтому чаще применяют панели с круглыми пустотами. Применение ребристых панелей с ребрами вверх ограничивают из-за необходимости настила под полы, что повышает стоимость перекрытия.

- Задача

Расчетный пролет плиты:

$$l_0 = 6,0 - 0,4 + \frac{0,2 - 0,02}{2} = 5,69 \text{ м.}$$

Поперечное конструктивное сечение плиты заменяется эквивалентным двутавровым сечением (рис. 3).

$$h = 22 \text{ см;}$$

$$h_0 = h - a = 22 - 3 = 19 \text{ см;}$$

$$h'_f = h_f = (22 - 15,9) \times 0,5 = 3,05 \text{ см;}$$

$$b_f = 149 \text{ см; } b'_f = 149 - 3 = 146 \text{ см; } b = 149 - 15,9 \times 7 = 37,7 \text{ см.}$$

Плита рассчитывается как однопролетная шарнирно-опертая балка, загруженная равномерно-распределенной нагрузкой (рис. 4).

Усилия от расчетной полной нагрузки:

1. изгибающий момент в середине пролета:

$$M = \frac{(g + \mathcal{G}) \times l_0^2}{8} = \frac{8,91 \times 5,69^2}{8} = 36,1 \text{ кН} \times \text{м};$$

2. поперечная сила на опорах:

$$Q = \frac{(g + \mathcal{G}) \times l_0}{2} = \frac{8,91 \times 5,69}{2} = 25,3 \text{ кН}.$$

Усилия от нормативной нагрузки:

1. полной

$$M_n = \frac{(g_n + \mathcal{G}_n) \times l_0^2}{8} = \frac{7,60 \times 5,69^2}{8} = 30,8 \text{ кН} \times \text{м};$$

2. постоянной и длительной:

$$M_n = \frac{(g_n + \mathcal{G}_{lon,n}) \times l_0^2}{8} = \frac{5,89 \times 5,69^2}{8} = 23,3 \text{ кН} \times \text{м}.$$

Расчет по прочности сечения, нормального к продольной оси плиты

При расчете по прочности расчетное поперечное сечение плиты принимается двутавровым с полкой в сжатой зоне (свесы полок в растянутой зоне не учитываются).

При расчете принимается вся ширина верхней полки $b'_f=146$ см, так как:

$$\frac{b'_f - b}{2} = \frac{146 - 37,7}{2} = 54,15 < \frac{1}{6}l = \frac{1}{6} \times 578 = 96,3 \text{ см,}$$

где l – конструктивный размер плиты.

Положение границы сжатой зоны определяется согласно [1, форм. 3.30]:

$$M \leq \gamma_{b2} R_b b'_f h'_f (h_0 - 0,5h'_f);$$

$$36,1 \times 10^5 \leq 0,9 \times 11,5 \times 10^2 \times 146 \times 3,05 \times (19 - 0,5 \times 3,05) = 80,5 \times 10^5 \text{ Н}\times\text{см.}$$

Следовательно, граница сжатой зоны проходит в полке и расчет плиты ведется как прямоугольного сечения с размерами b'_f и h .

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_{b2} R_b b'_f h_0^2} = \frac{36,1 \times 10^5}{0,9 \times 11,5 \times 10^2 \times 146 \times 19^2} = 0,066.$$

По [1, табл. 3.1] и [1, прил. 10] при $\alpha_m = 0,066$, $\xi = 0,069$ и $\zeta = 0,966$ граничная относительная высота сжатой зоны определяется по формуле :

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{SR}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)},$$

где $\omega = \alpha - 0,008\gamma_{b2}R_b = 0,85 - 0,008 \times 0,9 \times 11,5 = 0,767$;

$\sigma_{sc,u} = 500$ МПа при $\gamma_{b2} = 0,9 < 1$;

$$\sigma_{SR} = R_s + 400 - \sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp}.$$

Величина σ_{sp} должна удовлетворять условию:

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

При электротермическом способе натяжения

$$p = 30 + \frac{360}{l} = 30 + \frac{360}{6} = 90 \text{ МПа,}$$

где l – длина натягиваемого стержня с учетом закрепления его в упорах, $l = 6$ м.

Условие при $\sigma_{sp} = 590 - 90 = 500$ МПа удовлетворяется.

Значение σ_{sp} вводится в расчет с коэффициентом точности натяжения арматуры γ_{sp} , определяемым по формуле:

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

По формуле при электротермическом способе натяжения величина

$$\Delta\gamma_{sp} = 0,5 \frac{P}{\sigma_{sp}} \left(1 + \frac{1}{\sqrt{n_p}} \right).$$

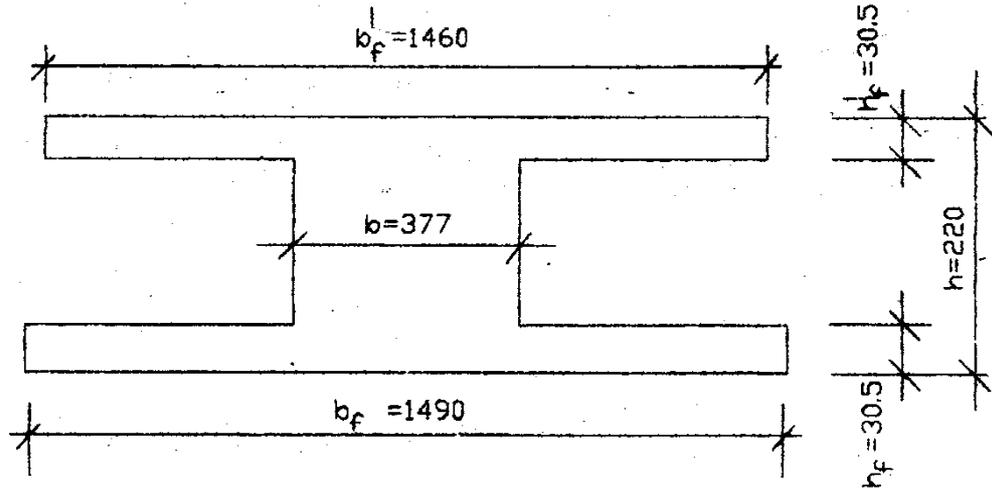


Рисунок 3 – Расчетное сечение плиты

Число напрягаемых стержней предварительно принимается равным числу ребер в многопустотной плите, т. е. $n_p = 8$. Тогда

$$\Delta\gamma_{sp} = 0,5 \frac{90}{500} \left(1 + \frac{1}{\sqrt{8}} \right) = 0,122.$$

При благоприятном влиянии предварительного напряжения:

$$\gamma_{sp} = 1 - \Delta\gamma_{sp} = 1 - 0,122 = 0,878.$$

Предварительное напряжение с учетом точности натяжения:

$$\sigma_{sp} = 0,878 \times 500 = 439 \text{ МПа}.$$

При условии, что полные потери составляют примерно 30% начального предварительного напряжения, последнее с учетом полных потерь будет равно:

$$\sigma_{sp} = 0,7 \times 439 = 307,4 \text{ МПа}.$$

По формуле :

$$\Delta\sigma_{sp} = 1500 \frac{\sigma_{sp}}{R_s} - 1200 = 1500 \frac{439}{510} - 1200 = 91,2 \text{ МПа},$$

где σ_{sp} принимается при коэффициенте $\gamma_{sp} < 1$ с учетом потерь по [2, п. 1.27]. При электротермическом способе эти потери равны нулю, поэтому $\sigma_{sp} = 439$ МПа.

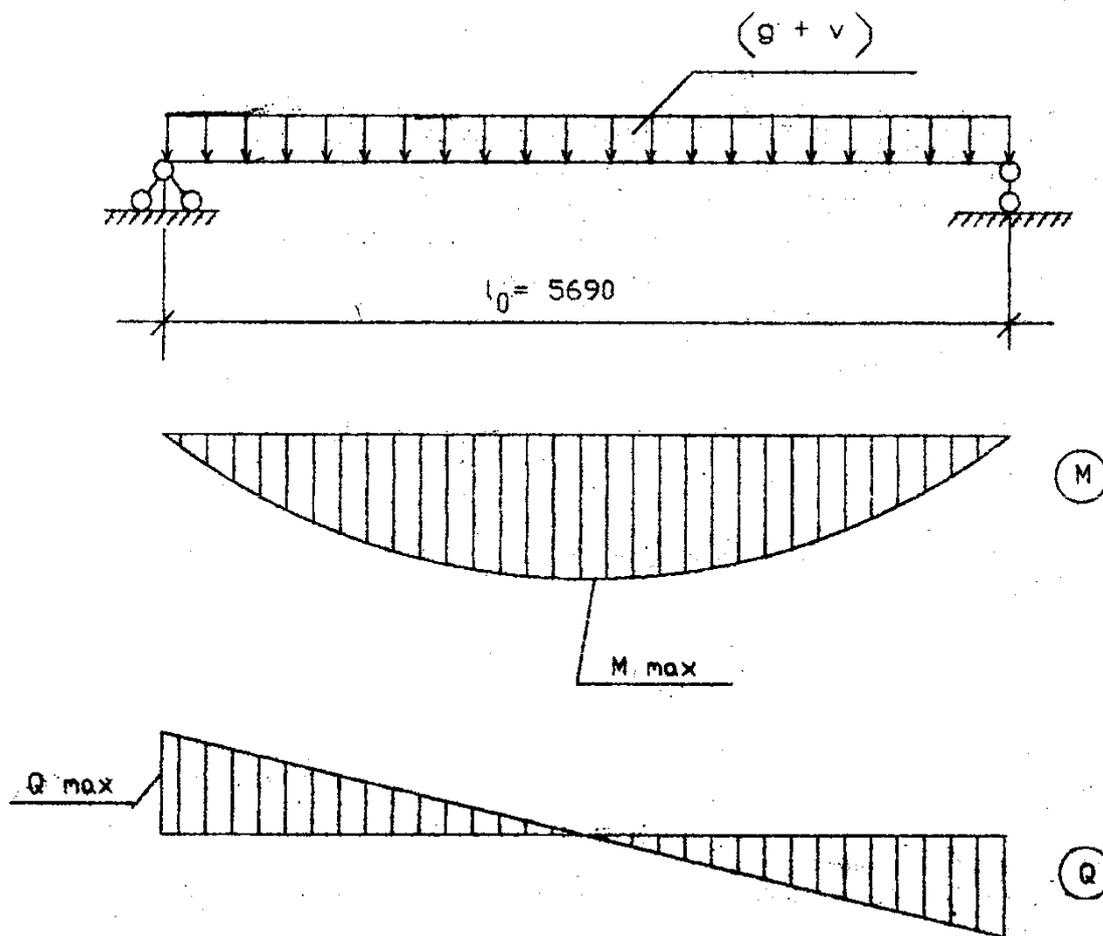


Рисунок 4 – Расчетная схема плиты

$$S_R = 510 + 400 - 307,4 - 91,2 = 511,4 \text{ МПа};$$

$$\xi_R = \frac{0,767}{1 + \frac{511,4}{500} \left(1 - \frac{0,767}{1,1}\right)} = 0,586.$$

Так как $\xi = 0,069 < \xi_R = 0,586$, то площадь сечения растянутой арматуры определяется по формуле:

$$A_s = \frac{M}{\gamma_{s_6} R_s \xi h_0},$$

где γ_{s_6} – коэффициент условий работы арматуры, учитывающий сопротивление напрягаемой арматуры выше условного предела текучести.

По формуле:

$$\gamma_{s_6} = \eta - (\eta - 1) \left(2 \frac{\xi}{\xi_R} - 1\right) \leq \eta.$$

Для арматуры класса А-IV $\eta = 1,2$.

Поскольку $\gamma_{s6} = 1,2 - (1,2 - 1) \left(2 \frac{0,069}{0,586} - 1 \right) = 1,35 > \eta = 1,2$, принимаем

$$\gamma_{s6} = 1,2.$$

$$\text{Тогда } A_s = \frac{36,1 \times 10^5}{1,2 \times 510 \times 10^2 \times 0,966 \times 19} = 3,21 \text{ см}^2.$$

Принимаем по прил. 12: 2Ø10А-IV с $A_s=1,57 \text{ см}^2$ и 2Ø12А-IV с $A_s=2,26 \text{ см}^2$,
 $\Sigma A_s=1,57+2,26=3,83 \text{ см}^2$.

Задача 1

Рассчитать ребристую и и многопустотную плиту перекрытия с пролетом 1 и полной расчетной нагрузкой $q+v$. Определить нагрузку на плиту.

Номер варианта	Длина пролета L	Расчетная нагрузка
1	6	8,7
2	6	9,5
3	3	8,5
4	6	7,5
5	3	4,0
6	6	9,0
7	3	8,5
8	6	3,0
9	6	4,0

- Задача 2

- Рассчитать по прочности сечение, нормальное к продольной оси плиты. Сечение принять двутавровым, высоту сечения принять $h=240\text{мм}$.

Задача 3

- Для рассчитанного сечения определить площадь арматуры.

- 2. Вопросы к практическому занятию

1. Какие основные типы сборных плит используются в железобетонных перекрытиях?

2. Как конструируются пустотные и ребристые плиты?

3. Вопросы к самостоятельной работе

3. Какое расчетное сечение принимается для пустотной плиты перекрытия? .

4. Какая расчетная схема принимается для пустотной плиты перекрытия?

- Список рекомендуемой литературы

Основная: [1].

ПРАКТИЧЕСКАЯ ПОДГОТОВКА №7.

РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ПЛОСКИХ ПЕРЕКРЫТИЙ

Теоретическая часть

Перекрытия в жилых, общественных и производственных зданиях делают в основном железобетонными. По способу возведения железобетонные перекрытия делят на монолитные, сборные и сборно-монолитные. По конструктивной схеме их подразделяют на *балочные* и *безбалочные*. Балочные состоят из балок, идущих в одном или двух направлениях, и опирающихся на них плит; безбалочные не содержат балок, а плиты этих перекрытий опираются непосредственно на колонны.

С учетом конструктивной схемы и способов возведения существует следующая классификация железобетонных перекрытий: ребристые монолитные перекрытия с балочными плитами; ребристые монолитные перекрытия с плитами, опертыми по контуру; балочные сборные панельные перекрытия; балочные сборно-монолитные перекрытия; безбалочные монолитные перекрытия; безбалочные сборные перекрытия.

Компоновка конструктивной схемы. Ребристые монолитные перекрытия состоят из балок, расположенных по одному или двум направлениям, и плиты, соединенной с балками в одно монолитное целое. Балки одного направления обычно опираются на промежуточные опоры — колонны, которые называют *главными*, пролет этих балок — 5...8 м. В перпендикулярном направлении на главные балки опираются *второстепенные*; расстояние между ними или пролет опертых на них плит составляет 1,8...2,8 м. Пролеты второстепенных балок 4...7 м. Сборные балочные перекрытия состоят из плит (панелей) и ригелей, расположенных вдоль или поперек здания. Нагрузка от плит передается на ригели. Ригели могут опираться на колонны (здания с полным каркасом) или на внутренние колонны и наружные стены (в зданиях с неполным каркасом).

Проектирование перекрытий включает в себя компоновку конструктивной схемы, расчет панелей, ригелей, узлов сопряжения их с колоннами, конструирование и т. п.

Компоновка состоит из разбивки здания на температурные блоки, выбора сетки колонн, направления ригелей, типа и ширины панелей. Это делается с учетом технологического характера (назначения) здания, величины нагрузок, требований по

обеспечению пространственной жесткости здания и экономичности конструктивного решения. При выборе сетки колонн должны соблюдаться требования типизации и унификации. Направление ригелей может быть поперечным или продольным — вдоль здания. При поперечном размещении ригелей здания имеют наибольшую жесткость в этом направлении, что важно при проектировании многоэтажных сооружений. Для выбора конструктивной схемы перекрытия разрабатывают несколько вариантов конструктивных схем и из них по экономическим показателям выбирают оптимальный. Наибольший расход бетона в перекрытии (около 65%) приходится на панели, поэтому разработка их рациональных решений имеет особо важное значение.

- Задача

Требуется подобрать арматуру в монолитной плите перекрытия

С учетом коэффициента надежности по назначению здания расчетная нагрузка на 1 м плиты $q = (g + v) \gamma_n = 9,16 * 0,95 = 8,70$ кН/м.

Решение. Определим изгибающие моменты с учетом перераспределения усилий (рис. 5): в средних пролетах и на средних опорах

$$M = \frac{ql_{02}^2}{16} = \frac{8,70 \times 2,2^2}{16} = 2,62 \text{ кН} \times \text{м};$$

в первом пролете и на первой промежуточной опоре

$$M = \frac{ql_{01}^2}{11} = \frac{8,70 \times 1,91^2}{11} = 2,88 \text{ кН} \times \text{м}.$$

Так как для плиты отношение $\frac{h}{l_{02}} = \frac{80}{2200} = \frac{1}{28} > \frac{1}{30}$, то в средних пролетах,

окаймленных по всему контуру балками, изгибающие моменты уменьшаем на 20%, т. е. они будут равны $0,8 \times 2,62 = 2,10$ кН × м.

Определим характеристики прочности бетона с учетом заданной влажности окружающей среды.

Бетон тяжелый, естественного твердения, класса В15, $\gamma_{b2} = 0,9$; $R_b = 8,5 \times 0,9 = 7,65$ МПа; $R_{bt} = 0,75 \times 0,9 = 0,675$ МПа; $E_b = 23000$ МПа.

Выполним подбор сечений продольной арматуры сеток.

В средних пролетах окаймленных по контуру балками и на опорах:

$$h_0 = h - a = 80 - 12,5 = 67,5 \text{ мм};$$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{2,10 \times 10^6}{7,65 \times 1000 \times 67,5^2} = 0,059;$$

по [2, прил. 10, 11] находим $\zeta = 0,061 < \zeta_R = 0,652$, $\zeta = 0,969$, тогда:

$$R_s A_s = \frac{M}{\zeta \cdot h_0} = \frac{2,10 \times 10^6}{0,969 \times 67,5} = 32087 \text{ Н};$$

принимаем сетку С1 номер 37 марки $\frac{4Bp1-100}{3Bp1-200} 2940$ с фактической несущей способностью продольной арматуры $R_s A_s = 46930 \text{ Н} > 32087 \text{ Н}$.

Задача 1

Подобрать арматуру в монолитной плите перекрытия.

Расчетная нагрузка на 1 м плиты принять из таблицы 2

Таблица 2

Номер варианта	Расчетная нагрузка
1	8,7
2	9,5
3	8,5
4	7,5
5	4,0
6	9,0
7	8,5
8	3,0
9	4,0
10	9,2

Задача 2

Кирпичные стены из полнотелого кирпича толщиной 510 мм образуют замкнутое помещение с размерами 5x5 м, на стены будет опираться монолитная железобетонная плита, ширина опорных площадок 250 мм. Таким образом полный размер плиты 5.5x5.5 м. Расчетные пролеты $l_1 = l_2 = 5$ м. Суммарная распределенная нагрузка на плиту составит: $q = 775 \text{ кг/м}^2$

Для плиты используется бетон класса В20, имеющий расчетное сопротивление сжатию $R_b = 11.5 \text{ МПа}$ или 117 кгс/см^2 и арматура класса АIII, с расчетным сопротивлением растяжению $R_s = 355 \text{ МПа}$ или 3600 кгс/см^2 .

Требуется: подобрать сечение арматуры.

- **2. Вопросы к практическому занятию**

1. Как подразделяются перекрытия по способу возведения?
2. Как подразделяются перекрытия по конструктивной схеме?

3. Вопросы к самостоятельной работе

5. Какие виды плоских перекрытий вы знаете.
6. Как выполняется компоновка конструктивной схемы перекрытия?

- **Список рекомендуемой литературы**

Основная: [1].

ПРАКТИЧЕСКАЯ ПОДГОТОВКА №8.

РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ СБОРНЫХ ОДНОПРОЛЕТНЫХ И МНОГОПРОЛЕТНЫХ НЕРАЗРЕЗНЫХ РИГЕЛЕЙ

Теоретическая часть

Сборные ригели многоэтажных зданий обычно конструируют как однопролетные элементы, которые объединяют на монтаже с колоннами. В зданиях с полным каркасом ригели являются элементами рамной конструкции. При свободном опирании торцов ригеля на стены (здания с неполным каркасом) при пролетах, отличающихся друг от друга не более чем на 20%, и небольшой временной нагрузке сопротивлением колонн повороту опорных сечений можно пренебречь и рассматривать ригель как неразрезную балку.

Форма поперечного сечения ригеля – прямоугольная или тавровая с полками внизу или вверху. Ригели при $l < 6$ м обычно выполняют без предварительного напряжения, при $l > 6$ м – предварительно напряженными из бетона классов В15... В30.

Высота сечения ригеля зависит от пролета и величины нагрузок и назначается в пределах $1/8...1/12$ пролета. Так, высота типовых ригелей принята: для промышленных зданий – $h = 800$ мм, для гражданских зданий (в зависимости от нагрузки) – $h = 450$ и 600 мм. Ширину сечения обычно принимают $b = (0,3...0,4) h$. Ригели, как изгибаемые элементы, армируют двумя-тремя сварными каркасами, при $b < 150$ мм допускается устанавливать один каркас. В элементах высотой $h > 300$ мм поперечную арматуру (хомуты) располагают по всей длине, при $h < 300$ мм – только на приопорных участках длиной, равной $1/4$ пролета.

Расчет ригеля производят в такой последовательности. Вначале назначают расчетную схему в виде двух-, пятипролетной рамы или неразрезной балки (в зданиях с неполным каркасом). Расчетный пролет принимают равным расстоянию между осями колонн, а в крайних пролетах – расстоянию от оси колонны до линии действия опорной реакции стены. Подсчитывают постоянные g и временные v погонные нагрузки на ригель $g = g_1 l_{np} + g_2$, $v = V_1 l_{np}$. где, g_1 и V_1 — нагрузки на единицу площади покрытия; l_{np} — грузовая полоса ригеля, равная пролету панели; $g_2 = A \gamma$ — нагрузка от собственного веса ригеля; A — площадь сечения ригеля; γ — плотность железобетона. Затем как для упругой рамы или неразрезной балки с учетом значений табличных коэффициентов, приведенных в справочной литературе, находят изгибающие моменты и поперечные силы от постоянной g и временной нагрузки v при невыгодных расположениях последней по длине ригеля.

Задача

Необходимо подобрать арматуру в балке прямоугольного сечения.

Решение. Определяем высоту сжатой зоны $x = \xi \cdot h_0$, где h_0 – рабочая высота сечения ригеля; ξ – относительная высота сжатой зоны, определяемая по α_m :

$$h_0 = (h_e - 5) \text{ см} = 40 \text{ см},$$

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_{b_2} R_b b h_0^2} = \frac{131,5 \times 10^5}{0,9 \times 14,5 \times 20 \times 40^2 \times 10^2} = 0,31,$$

где $M = 131,5 \text{ кН} \times \text{м}$;

$$R_b = 14,5 \text{ МПа};$$

b – ширина сечения ригеля, $b = 20 \text{ см}$,

h – высота сечения ригеля, $h = 40 \text{ см}$,

$$h_0 = h - a = 40 - 3 = 37 \text{ см},$$

По [2, прил. 21] определяем $\xi = 0,391$ и $\zeta = 0,804$, высота сжатой зоны:

$$x = \xi h_0 = 0,391 \times 37 = 14,4 \text{ см}.$$

Граница сжатой зоны проходит в узкой части сечения ригеля, следовательно, расчет ведем как для прямоугольного сечения.

Граничная относительная высота сжатой зоны определяется по формуле :

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{SR}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1} \right)},$$

где ω – характеристика сжатой зоны бетона;

$$\omega = \alpha - 0,008 \gamma_{b_2} R_b.$$

Для тяжелого бетона $\alpha = 0,85$:

$$\omega = 0,85 - 0,008 \times 0,9 \times 14,5 = 0,746,$$

$$\xi_R = \frac{0,746}{1 + \frac{365}{500} \left(1 - \frac{0,746}{1,1} \right)} = 0,604.$$

Аналогичное значение $\xi_R = 0,604$.

Так как $\xi = 0,391 < \xi_R = 0,604$, то площадь сечения растянутой арматуры можно определить по формуле

$$A_s = \frac{M}{R_s \zeta h_0} = \frac{131,5 \times 10^5}{365 \times 0,804 \times 40 \times 10^2} = 11,20 \text{ см}^2.$$

Принимаем по сортаменту $2\emptyset 18$ А-III ($A_s = 5,09 \text{ см}^2$) и $2\emptyset 20$ А-III ($A_s = 6,28 \text{ см}^2$),

общая площадь принятой арматуры $A_s = 11,37 \text{ см}^2$.

-

Задача 1

Рассчитать сборный ригель. Подобрать арматуру в балке прямоугольного сечения. Сечение принять $h=60 \text{ мм}$, $b=20 \text{ мм}$.

Задача 2

Провести анализ статического и кинематического способа расчета неразрезного ригеля. Провести анализ конструирования неразрезного ригеля.

- 2. Вопросы к практическому занятию

1. Какие расчетные схемы приняты для расчета ригелей?
2. Какие бывают формы поперечного сечения ригелей?

3. Вопросы к самостоятельной работе

7. Как назначаются размеры сечения ригелей?
8. Последовательность расчета ригелей?

- Список рекомендуемой литературы

Основная: [1].

ПРАКТИЧЕСКАЯ ПОДГОТОВКА № 9.

РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОЛОНН СО СЛУЧАЙНЫМ ЭКСЦЕНТРИСИТЕТОМ В ОДНОЭТАЖНЫХ И МНОГОЭТАЖНЫХ ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЯХ

Теоретическая часть

Сборные колонны и их стыки. Колонны зданий массового строительства высотой до 16 этажей имеют унифицированное сечение $400 \times 400 \text{ мм}$. Увеличение их несущей способности в нижних этажах достигается повышением класса бетона (до В60) и процента армирования (до 15%). Для колонн зданий большей этажности можно также применять жесткую арматуру. Однако использование ее в колоннах приводит к чрезмерному расходу стали. Повысить несущую способность колонн можно при сохранении унифицированных размеров и путем поперечного армирования часто расположенными сварными сетками в сочетании с продольной обычной и особенно высокопрочной арматурой. В этом случае продольные деформации бетона возрастают более чем в 2 раза, и напряжения в сжатой высокопрочной арматуре достигают условного предела текучести.

Разрезка колонн линейная, на несколько этажей. В последние годы наблюдается тенденция к увеличению длины сборных элементов колонн до 4...5 этажей в целях уменьшения числа стыков и исключения случайных эксцентриситетов, вызванных неточностью монтажа. Для таких гибких элементов существенное значение приобретает расчет прочности и трещиностойкости в стадиях транспортирования и монтажа. Для обеспечения этих качеств продольную арматуру колонн целесообразно подвергать предварительному натяжению. Конструкции стыков сборных колонн зависят от назначения здания, размеров колонн и действующих усилий. При больших эксцентриситетах продольной силы N , т. е. при значительных моментах, применяют жесткие стыки, выполненные путем ванной сварки выпусков продольной арматуры, расположенных в специальных подрезках, при последующем замоноличивании этих подрезок бетоном. При четырех арматурных выпусках для удобства сварки устраивают угловые подрезки бетона длиной 150 мм. Концы колонн, а также места подрезок бетона усиливают поперечными сварными сетками и заканчивают в виде пластин толщиной 8... 10 мм или бетонного выступа. Полость стыка (подрезки и шов между торцами стыкуемых элементов) замоноличивают в инвентарных формах под давлением. Такой стык рассчитывают в двух стадиях: до замоноличивания как шарнирный – на нагрузки, действующие в этой стадии, и после замоноличивания – как жесткий. Расчет незамоноличенных стыков производят на местное смятие бетона центрирующей прокладкой. Расчет замоноличенного стыка (в стадии эксплуатации) производят в зоне подрезки. При этом учет косвенного армирования зависит от его расположения в зоне стыка. При наличии косвенного армирования в виде сеток как в бетоне колонны, так и в бетоне замоноличивания рассматривают все сечение, ограниченное стержнями сеток, расположенными у граней замоноличенного участка колонны.

При малых эксцентриситетах продольной силы $e_0 = M/N \leq 0,2h$ применяют стык колонн с торцевыми листами толщиной $t = 10...20$ мм и центрирующей прокладкой размером $b_1 = b/3$, $h_1 = h/3$, $t = 3...4$ мм, где b и h — размеры сечения колонны. К торцевым листам приваривают анкерные стержни из арматуры периодического профиля диаметром d и длиной $20d$. По периметру листов имеются фаски для удобства сварки при монтаже колонны. Торцы стыкуемых колонн армируют горизонтальными сварными сетками. Продольное усилие с одного стыкуемого элемента другому передается через центрирующую прокладку и сварные швы, напряжение вне зоны контакта, вследствие гибкости

торцевых листов принимают равным нулю. Тогда действующая в колонне сжимающая сила N распределяется пропорционально площади контакта.

Задача

Рассчитать прочность сечения колонны.

Решение. Расчет прочности сжатых элементов из тяжелого бетона классов В15...В40 на действие продольной силы, приложенной со случайным эксцентриситетом, при $l_0 < 20h_{col}$ допускается производить из условия:

$$N \leq \varphi(\gamma_{b2}R_bA_b + R_{sc}A_s),$$

где φ – коэффициент, определяемый по формуле:

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

где φ_b и φ_{sb} – коэффициенты, принимаемые по прил. 17 в зависимости от

$$\frac{l_0}{h} \text{ и } \frac{N_l}{N}.$$

$$\alpha_s = \frac{R_s A_s}{\gamma_{b2} R_b A_b},$$

где A_s – площадь всей арматуры в сечении элемента;

$R_{sc} = R_s$ для арматуры классов А-I, А-II, А-III.

При $\alpha_s > 0,5$ можно принимать $\varphi = \varphi_{sb}$.

В первом приближении принимаем:

$$\mu = 0,01;$$

$$A_b = 40 \times 40 = 1600 \text{ см}^2;$$

$$A_s = 0,01 \times 1600 = 16 \text{ см}^2;$$

$$\alpha_s = \frac{365 \times 16}{0,9 \times 11,5 \times 1600} = 0,353.$$

Свободная длина колонны подвала $l_0 = 0,7 (2,8 + 0,15) = 2,065$ м,
 $h = 0,4$ м (размер сечения колонны),

$$\frac{l_0}{h} = \frac{2,065}{0,4} = 5,16.$$

N_l – длительно действующая нагрузка на колонну (постоянная и длительно действующая часть временной), которая определяется по [5, табл. 3] или по согласованию с консультантом. В нашем примере временная длительно действующая нагрузка на перекрытие 390 Н/м^2 , кратковременно действующая 1560 Н/м^2 ,

временная длительно действующая нагрузка на покрытие 420 Н/м^2 , кратковременно действующая 980 Н/м^2

Временная кратковременно действующая нагрузка на колонну с одного этажа:

$$0,95 \times 1560 \times 36 = 53352 \text{ Н} = 53,3 \text{ кН.}$$

Временная кратковременно действующая нагрузка на колонну с покрытия:

$$0,95 \times 980 \times 36 = 33516 \text{ Н} = 33,5 \text{ кН.}$$

Временная кратковременно действующая нагрузка на колонну:

$$53,3 \times 8 \times 0,506 + 33,5 = 249,2 \text{ кН.}$$

Остальная нагрузка на колонну – длительно действующая

$$N_l = N - 249,2 = 2022,6 - 249,2 = 1773,4 \text{ кН.}$$

$$\frac{N_l}{N} = \frac{1773,4}{2022,6} = 0,877 \approx 0,9.$$

Определяем коэффициенты φ_b и φ_{sb} .

$$\varphi_b = 0,92; \varphi_{sb} = 0,92;$$

$$\varphi = 0,92 + 2(0,92 - 0,92) \times 0,317 = 0,92;$$

$$A_s = \frac{\frac{N}{\varphi} - \gamma_{b2} R_b A_b}{R_s} = \frac{\frac{2022,6}{0,92} - 0,9 \times 1,15 \times 1600}{36,5} = \frac{2198,5 - 1656}{36,5} = 14,86 \text{ см}^2.$$

Принимаем $4\text{Ø}22 \text{ А-III}$ ($A_s = 15,2 \text{ см}^2$);

$$\mu = \frac{15,2}{1600} = 0,0095, \mu\% = 0,0095 \times 100 = 0,95\%, \text{ что больше } \mu_{\min} = 0,4\%.$$

Учитывая, что при таких отношениях $\frac{l_0}{h}$ и $\frac{N_l}{N}$ φ_b и φ_{sb} равны, уточнение делать не

нужно, т. к. коэффициент армирования не влияет на прочность.

Задача 1

Рассчитать прочность сечения колонны изготовленной из тяжелого бетона класса В 20 с сечением h и высотой этажа l .

Временная длительно действующая нагрузка на перекрытие 400 Н/м^2 , кратковременно действующая 1600 Н/м^2 , временная длительно действующая нагрузка на покрытие 450 Н/м^2 , кратковременно действующая 850 Н/м^2

Номер п/п	h	l
-----------	-----	-----

1	0,4	3,0
2	0,6	2,8
3	0,45	3,3
4	0,3	3,0
5	0,5	3,0
6	0,45	2,8
7	0,65	2,8
8	0,6	3,0
9	0,8	3,3

Задача 2

Колонна сечением 40x40 см, высотой 2.6 метра. На колонну опирается балка перекрытия 40x30 см, на балку перекрытия - пустотные плиты перекрытия длиной 6 м, для колонны принимается бетон класса В15, расчетное сопротивление сжатию $R_b = 86.5 \text{ кгс/см}^2$, продольное армирование стержнями $d=12$ мм арматуры класса А400. Общая равномерно распределенная нагрузка на балку перекрытия составляет $q = 11694 \text{ кг/м}$. Определить прочность и устойчивость колонны.

2. Вопросы к практическому занятию

1. Как учитывается гибкость колонны в расчетах?
2. Какие типы стыков принимаются для колонн?

1. Вопросы к самостоятельной работе

9. Какой метод расчета принят для колонны многоэтажного каркаса
10. Что называют случайным эксцентриситетом в колоннах.

- Список рекомендуемой литературы

Основная: [1].

ПРАКТИЧЕСКАЯ ПОДГОТОВКА №13.

РАСЧЕТ КАМЕННЫХ СТОЛБОВ И ПРОСТЕНКОВ НА ЦЕНТРАЛЬНОЕ И ВНЕЦЕНТРЕННОЕ СЖАТИЕ

Теоретическая часть

При центральном сжатии напряжения по сечению элемента распределяются равномерно (рис. 6 а). Разрушение таких элементов происходит в зависимости от их гибкости: коротких элементов – в результате исчерпания прочностных свойств кладки,

длинных элементов – в результате потери устойчивости при критических напряжениях, меньших предела прочности кладки R_u .

Расчет прочности центрально-сжатых элементов каменных конструкций следует производить по формуле:

$$N \leq m_g \varphi R A, \quad (7.1)$$

где N – расчетная продольная сила;

m_g – коэффициент, учитывающий влияние прогиба сжатых элементов на их несущую способность при длительной нагрузке;

φ – коэффициент продольного изгиба;

R – расчетное сопротивление кладки сжатию;

A – площадь сечения элемента.

Коэффициент φ зависит от характеристики упругих свойств кладки α и гибкости элемента $\lambda = l_0/i$ (или для прямоугольного сечения от отношения ($\lambda = l_0/h$)). Значения i и h в этих отношениях представляют собой наименьший радиус инерции или размер.

Коэффициент m_g отражает влияние ползучести при длительном действии нагрузки:

$$m_g = 1 - \eta (N_g / N)$$

где η – коэффициент, зависящий от гибкости элемента и вида кладки,

N_g – расчетная продольная сила от длительно действующей нагрузки. Для прямоугольного сечения при $h \geq 30$ см и для сечений любой формы с радиусом инерции $i \geq 8,7$ см, коэффициент $m_g = 1$.

Расчетные высоты стен и столбов l_0 при определении коэффициента продольного изгиба φ в зависимости от условий опирания их на горизонтальные опоры следует принимать:

а) при шарнирном опирании на неподвижные в горизонтальном направлении опоры, что имеет место в жилых и общественных зданиях, $l_0 = h$

б) при упругой верхней опоре и жестком защемлении в нижней опоре: для однопролетных зданий $l_0 = 1,5H$, для многопролетных $l_0 = 1,25H$ (рис. 6 в); в) для свободно стоящих конструкций $l_0 = 2H$ (рис. 6 г);

г) для конструкций с частично защемленными опорными сечениями – с учетом фактической степени защемления, но не менее $l_0 = 0,8H$ (H – расстояние между перекрытиями или другими горизонтальными опорами в свету).

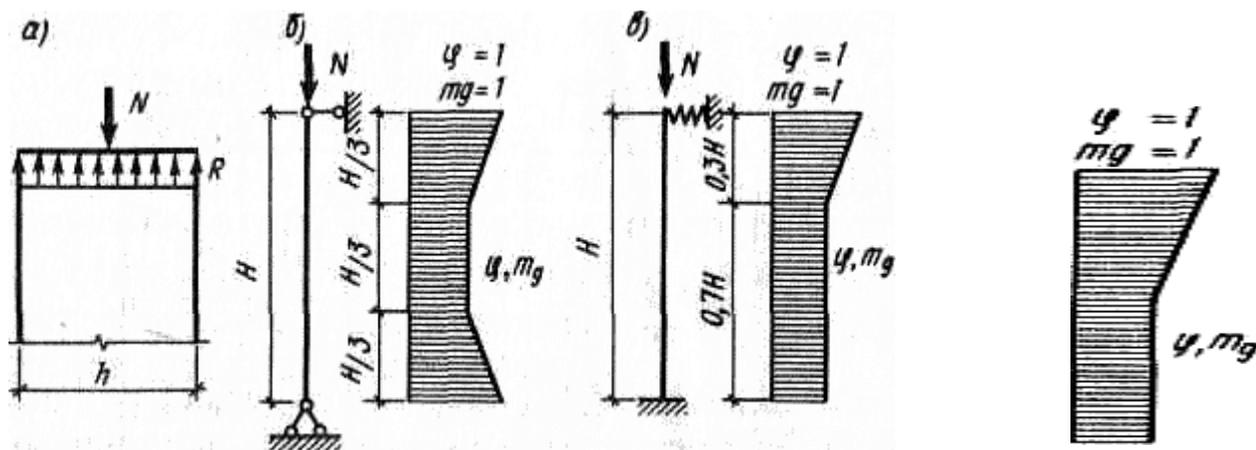


Рисунок 6 – К расчету элемента на центральное сжатие

Для стен и столбов, опирающихся на шарнирные неподвижные опоры и имеющих расчетную высоту, $l_0=H$, при расчете сечений, расположенных в средней трети высоты l_0 , значения коэффициентов φ и m_g следует принимать постоянными и равными расчетным значениям φ и m_g , определенным для данного элемента. При расчете сечений на участках в крайних третях l_0 коэффициенты φ и m_g увеличивают по линейному закону до 1 на опорах (рис. 6 б). Изменение значений коэффициентов φ и m_g для других схем опирания дано на рис. 6 в, г. Подбор сечений центрально-сжатых неармированных элементов производят с помощью последовательных приближений. Задаваясь маркой и видом камня и раствора по нормам, находят расчетные сопротивления камня сжатию. Приняв в первом приближении $m_g=1$, $\varphi = 0,9$, по формуле (7.1) вычисляют размеры столба или стены. По найденным размерам определяют гибкость элемента, затем уточняют значения m_g и φ и производят повторный расчет.

Задача

Расчет несущей способности участка несущей стены здания с жесткой конструктивной схемой.

К участку стены прямоугольного сечения приложена расчетная продольная сила $N = 165$ кН (16,5 тс), от длительных нагрузок $N_g = 150$ кН (15 тс), кратковременных $N_{st} = 15$ кН (1,5 тс). Размер сечения $0,24 \times 1,00$ м, высота этажа 3 м, нижние и верхние опоры стены - шарнирные, неподвижные.

Стена запроектирована из газобетонных блоков двухрядной разрезки, смонтированных на растворе проектной марки М50; газобетон вида А плотностью 8 кН/м^3 (800 кгс/м^3) проектной марки по прочности М50. Расчетная установившаяся влажность газобетона $W = 10\%$ (по массе).

Требуется проверить несущую способность элемента стены в середине высоты этажа при возведении здания в летних условиях.

Для несущих стен толщиной $0,24 \text{ м}$ следует учитывать случайный эксцентриситет $e_a = 0,02 \text{ м}$. Следовательно, продольная сила будет действовать с эксцентриситетом $e_0 = e_{0g} = e_a = 0,02 \text{ м}$. Расчет производим по формуле :

$$N \leq m_g \varphi_1 R A_c \omega$$

Находим геометрические характеристики сечения. Площадь сечения элемента

$A = 0,24 * 1,0 = 0,24 \text{ м}^2$. Площадь сжатой части сечения по формуле:

$$A_c = A (1 - 2e_0/h) = 0,24(1 - 2 \times 0,02/0,24) = 0,2 \text{ м}^2.$$

Расстояние от центра тяжести сечения до края сечения в сторону эксцентриситета:

$$y = h/2 = 0,24/2 = 0,12 \text{ м}.$$

Расчетное сопротивление сжатию кладки R по с учетом коэффициента условий работы $\gamma_c = 0,8$, равно:

$$R = 1,5 \times 1,1 \times 0,8 = 1,32 \text{ МПа} (13,2 \text{ кгс/см}^2).$$

Расчетная длина элемента равна:

$$l_0 = H = 3 \text{ м}.$$

Гибкость элемента равна:

$$A_h = l_0/h = 3/0,24 = 12,5.$$

Упругая характеристика кладки α , равна:

$$\alpha = 750$$

Коэффициент продольного изгиба φ определяем:

$$\varphi = 0,775.$$

Гибкость сжатой части сечения

$$\Lambda_{hc} = H/h_c = H/(h - 2e_0) = 3/(0,24 - 2 \times 0,02) = 15$$

Коэффициент продольного изгиба сжатой части сечения:

$$\varphi_c = 0,705.$$

Определяем коэффициент φ_1 :

$$\varphi_1 = \frac{\varphi}{2} + \frac{\varphi_c}{2} = \frac{775}{2} + \frac{0,705}{2} = 0,74$$

Коэффициент ω для ячеистого бетона принимается равным $1,0$.

Коэффициент η при $\lambda_{hc} = 15$, принимаем равным 0,115.

Коэффициент m_g равен:

$$m_g = 1 - \eta (N_g/N) (1 + 1,2 e_{og}/h) = \\ = 1 - 0,115 \times 150/165 (1 + 1,2 \times 0,02/0,24) = 0,885$$

Расчетная несущая способность участка стены N_{cc} равна

$$N_{cc} = m_g \varphi_l R A_c \omega = 0,885 \times 0,74 \times 1,32 \times 10^3 \times 0,2 \times 1 = 172,9 \text{ кН (17,29 тс)}.$$

Расчетная продольная сила N меньше N_{cc} :

$$N = 165 \text{ кН} < N_{cc} = 172,9 \text{ кН}.$$

Следовательно, стена удовлетворяет требованиям по прочности. Эксцентриситет $e_0 = 0,02$ м, что меньше $0,7y = 0,7 \times 0,12 = 0,084$ м, поэтому не следует производить расчет по раскрытию трещин.

Задача 1

Рассчитать несущую способность элемента стены в середине высоты этажа.

Номер по п/п	N, кН	N_g , кН	N_{st} , кН	сечение
1	180	130	15	0,3 x 1,00
2	200	140	12	0,25 x 1,00
3	120	120	10	0,5x 1,00
4	140	150	20	0,25 x 1,00
5	150	120	18	0,4 x 1,00
6	160	180	20	0,5 x 0,8
7	180	140	15	0,45 x 1,00
8	195	120	20	0,4 x 1,0
9	200	150	25	0,5 x 0,8

Задача 2

К рассчитанному элементу сечения стены произвести расчет на раскрытие трещин.

2.Вопросы к практическому занятию

1. От чего происходит разрушение кирпичных стен и столбов при центральном сжатии?

2.Как определяются расчетные высоты стен и столбов?

3.Вопросы к самостоятельной работе

13. Последовательность расчета несущей способности участка стены здания с жесткой конструктивной схемой?

14. В чем заключается расчет на внецентренное сжатие?

- **Список рекомендуемой литературы**

Основная: [1].

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ №4.

РАСЧЕТ ЦЕНТРАЛЬНО РАСТЯНУТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ИЗ ЦЕЛЬНОЙ ДРЕВЕСИНЫ

Теоретическая часть

На растяжение работают нижние пояса и отдельные раскосы ферм, затяжки арок и других сквозных конструкций. Растягивающее усилие N действует вдоль оси элемента и во всех точках его поперечного сечения возникают растягивающие напряжения σ , которые с достаточной точностью считаются одинаковыми по величине.

Древесина на растяжение работает почти упруго и показывает высокую прочность. Разрушение происходит хрупко в виде почти мгновенного разрыва. Стандартные образцы при испытаниях на растяжение имеют вид «восьмерки».

Как видно из диаграммы растяжения древесины без пороков, зависимость деформаций от напряжений близка к линейной, а прочность достигает 100 МПа.

Однако прочность реальной древесины при растяжении, учитывая ее значительные колебания, большое влияние пороков и длительности нагружения значительно ниже: для неклееной древесины I сорта $R_p=10$ МПа, для клееной древесины влияние пороков уменьшается, поэтому $R_p=12$ МПа. Прочность растянутых элементов в тех местах, где есть ослабления снижается в результате концентрации напряжений у их краев, т.е. вводится коэффициент условия работы $m_0=0,8$. Тогда получается расчетное сопротивление $R_p=8$ МПа. Проверочный расчет растянутых элементов производится по формуле:

$$\sigma = \frac{N}{F_{нт}} \leq R_p ,$$

где $F_{нт}$ – площадь рассматриваемого поперечного сечения, причем ослабления, расположенные на участке длиной 20 см. считаются совмещенными в одном сечении.

Для подбора сечений пользуются этой же формулой, но относительно искомой (требуемой) площади $F_{тр}$.

Пример 1

Проверить прочность нижней фанерной обшивки плиты на растяжение.

Исходные данные:

– максимальный упругий момент в середине пролета $M = 3,717$ кН·м;

– момент сопротивления приведенного сечения по нижней грани $W_{ниж} = 1423,269$ см³;

– расчетное сопротивление фанеры растяжению $R_{ф.расч.} = 8,4$ МПа.

Нижнюю обшивку проверяем на растяжение:

$$\sigma_t = \frac{M}{W_{иэи}} \leq R_{ф.расч.} ;$$

$$\sigma_t = \frac{3,717}{0,001423} = 2612,09 \text{ кПа} = 2,612 \text{ МПа} < R_{\phi, \text{расч}} = 8,4 \text{ МПа}.$$

Прочность фанерной обшивки на растяжение обеспечена.

Задания к практическому занятию №1

Задание 1

Проверить прочность нижней фанерной обшивки плиты на растяжение. Исходные данные взять из таблицы 1.

Таблица 1– Исходные данные для проверки фанерной обшивки плиты на растяжение

Изгибающий момент в середине пролета, кНм	3,4	3,6	3,8	4	9,6
расчетное сопротивление фанеры растяжению, МПа	8,2	8,5	8,4	8,6	9,1
Момент сопротивления приведенного сечения по нижней грани, см ³	1500	1600	1650	1700	1120

Задание 2.

Подобрать рациональные размеры поперечного сечения обшивки плиты.

Вопросы к самостоятельной работе к практическому занятию №1

1. Какие элементы конструкций работают на растяжение?
2. Каков характер разрушения растянутых элементов из древесины?
3. Какой вид имеют стандартные образцы при испытаниях на растяжение?
4. Проанализируйте в результате чего снижается прочность растянутых элементов в тех местах, где есть ослабления?

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ №5.

РАСЧЕТ ЦЕНТРАЛЬНО СЖАТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ИЗ ЦЕЛЬНОЙ ДРЕВЕСИНЫ

Теоретическая часть

На сжатие работают стойки, подкосы, верхние пояса и отдельные стержни ферм. В сечениях элемента от сжимающего усилия N , действующего вдоль его оси, возникают почти одинаковые по величине сжимающие напряжения σ (эпюра прямоугольная).

Стандартные образцы при испытании на сжатие имеют вид прямоугольной призмы.

Древесина работает на сжатие надежно, но не вполне упруго. Примерно до половины предела прочности рост деформаций происходит по закону близкому к линейному, и древесина работает почти упруго. При росте нагрузки увеличение деформаций все более опережает рост напряжений, указывая на упруго-пластический характер работы древесины.

Разрушение образцов без пороков происходит при напряжениях, достигающих 44 МПа, пластично, в результате потери устойчивости ряда волокон, о чем свидетельствует характерная складка. Пороки меньше снижают прочность древесины, чем при растяжении, поэтому расчетное сопротивление реальной древесины при сжатии выше и составляет для древесины 1 сорта $R_c = 14 \div 16$ МПа, а для 2 и 3 сортов эта величина немного ниже.

Расчет на прочность сжатых элементов производится по формуле:

$$\sigma = \frac{N}{F_{\text{ю}} \bar{n}} \leq R_{\bar{n}},$$

где R_c – расчетное сопротивление сжатию;

N – расчетное значение продольной силы;

$F_{\text{нт}}$ – площадь поперечного сечения нетто.

Пример 2

Проверить прочность центрально сжатого элемента при следующих исходных данных:

- расчетное значение продольной силы $N = 720$ кН;
- площадь поперечного сечения нетто $F_{\text{нт}} = 500 \text{ см}^2 = 0,05 \text{ м}^2$;
- расчетное сопротивление древесины сжатию $R_c = 13$ МПа.

$$\sigma = \frac{N}{F_{\text{ю}} \bar{n}} = \frac{720}{0,05} = 14400 \text{ кН/м}^2 = 14,4 \text{ МПа.}$$

$$\sigma = 14,4 \text{ МПа} > R_c = 13 \text{ МПа.}$$

Прочность элемента на осевое сжатие не обеспечена. Необходимо увеличить размеры сечения.

Задания к практическому занятию

Задание 1

Проверить прочность стойки на осевое сжатие. Исходные данные взять из таблицы 2.

Таблица 2 – Исходные данные для проверки прочности стойки на осевое сжатие

Расчетное значение продольной силы N , кН	270	290	280	304	296
Расчетное сопротивление древесины сжатию R_c , МПа	13,0	14,0	15,4	15,8	12,1
Площадь поперечного сечения нетто $F_{\text{нт}}$, м^2	0,038	0,040	0,05	0,055	0,06

Подобрать рациональные размеры поперечного сечения стойки из принятых условий прочности на сжатие.

Вопросы к самостоятельной работе к практическому занятию

1. Как работают сжатые элементы?
2. Какие деревянные элементы работают на сжатие?
3. Какой вид имеют стандартные образцы при испытании на сжатие?
4. Проанализируйте при каких напряжениях происходит разрушение сжатых образцов без пороков?

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ №6.

РАСЧЕТ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ИЗ ЦЕЛЬНОЙ ДРЕВЕСИНЫ

Теоретическая часть

В изгибаемых элементах от нагрузок, действующих поперек продольной оси, возникают изгибающие моменты M и поперечные силы Q , определяемые методами строительной механики. Например, в однопролетной балке пролетом l от равномерно-распределенной нагрузки q возникают изгибающие моменты $M_{\max} = \frac{ql^2}{8}$ и поперечные силы $Q_{\max} = \frac{ql}{2}$.

От изгибающего момента в сечениях элемента возникают деформации и напряжения изгиба σ , которые состоят из сжатия в одной части сечения и растяжения в другой, в результате элемент изгибается.

Диаграмма как и для сжатия, примерно до половины, имеет линейное очертание, затем изгибается, показывая ускоренный рост прогибов.

$R_u^{\text{сп}} = 80$ МПа – предел прочности чистой древесины на изгиб при кратковременных испытаниях. Разрушение образца начинается с появления складок в крайних сжатых волокнах и завершается разрывом крайних растянутых. Расчетное сопротивление изгибу по СНиП II-25-80 рекомендуется принимать таким же, как и при сжатии, т.е. для 1 сорта $R_u = 14$ МПа – для элементов прямоугольного сечения высотой до 50 см. Брусья с размерами сечения 11 – 13 см при высоте сечения 11 – 50 см имеют меньше перерезанных волокон при распиловке, чем доски, поэтому их прочность повышается до $R_u = 15$ МПа. Бревна диаметром свыше 13 см при высоте сечения 13 – 50 см совсем не имеют перерезанных волокон, поэтому $R_u = 16$ МПа.

Расчет изгибаемых элементов на прочность производится по формуле:

$$\sigma = \frac{M}{W_{\text{расч}}} \leq R_u,$$

где M – максимальный изгибающий момент;

$W_{\text{расч}}$ – расчетный момент сопротивления поперечного сечения.

Для наиболее распространенного прямоугольного сечения

$$W = \frac{I}{h/2} = \frac{bh^2}{6}; \quad I = \frac{bh^3}{12}.$$

Подбор сечения изгибаемых элементов производится по этой же формуле, определяя $W_{\text{сп}} = \frac{M}{R_u}$, затем, задавая один из размеров сечения (b или h), находят другой размер.

Пример 3

Подобрать сечение изгибаемого элемента при следующих исходных данных:

– изгибающий момент $M = 4,4$ кН·м;

– предел прочности чистой древесины на изгиб $R_u = 13$ МПа.

$$W_{пр} = \frac{M}{R_u} = \frac{4,4}{13} = 338 \text{ см}^3.$$

Задаемся шириной сечения $b = 10$ см. Требуемая высота сечения $h = \sqrt{6W/b} = \sqrt{6 * 338/10} = 14,3$ см. Принимаем сечение 10×15 см.

Задания к практическому занятию

Задание 1.

Проверить прочность сечения изгибаемого элемента. Исходные данные взять из таблицы 3.

Таблица 3 – Исходные данные для подбора сечения изгибаемого элемента

Изгибающий момент, кН·м	4,4	4,60	4,8	5,3	2,9
Расчетное сопротивление древесины сжатию при изгибе, МПа	13,9	14,6	15,4	15,8	12,8

Задание 2.

Подобрать сечение изгибаемого элемента.

Вопросы к самостоятельной работе к практическому занятию

1. Какие усилия возникают в изгибаемых элементах от нагрузок, действующих поперек продольной оси?
2. Какое очертание имеет диаграмма $\sigma - \epsilon$ при изгибе образца из древесины?
3. С чего начинается разрушение изгибаемого образца?
4. Проанализируйте в результате чего изгибается элемент при нагрузках, действующих поперек продольной оси?

ПРАКТИЧЕСКАЯ ПОДГОТОВКА №11.

РАСЧЕТ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ИЗ КЛЕЕНОЙ ДРЕВЕСИНЫ

Теоретическая часть

Клеевые, соединения являются наиболее прогрессивными видами соединений элементов деревянных конструкций заводского изготовления. Их основой являются конструкционные синтетические клеи. Эти соединения характеризуются рядом важных достоинств. Склеивание дает возможность из досок ограниченных сечений и длин изготавливать клееные элементы несущих конструкций любых размеров и форм. Они могут быть прямыми и изогнутыми, постоянного, переменного и профильного сечения, длиной, измеряемой десятками метров, и высотой, измеряемой метрами.

При склеивании имеется возможность использовать древесину маломерную и пониженного качества путем удаления значительных пороков с последующим стыкованием. Клеевые соединения являются безметалльными. Это оправдывает экономическую

целесообразность применения склеивания и является причиной быстрого роста объемов производства клееных деревянных конструкций.

Клеевые соединения применяют для склеивания досок из хвойной древесины толщиной не более 50 мм и влажностью не выше 12%. При нарушении этих ограничений клеевые соединения могут разрушиться от усилий, возникающих в результате коробления досок при высыхании. По качеству древесины доски должны относиться к категориям, соответствующим условиям их работы в клееных элементах и значениям действующих в них напряжений. Доски до склеивания должны быть остроганы по плоскостям склеивания, на толщину до 3 мм для обеспечения их плотного контакта и получения прочного клеевого шва минимальной толщины с наименьшими непроклеями.

Клееные элементы после склеивания должны быть остроганы по кромкам для получения гладкой поверхности.

Клеевые соединения применяют также для продольного склеивания цельных клееных элементов и для склеивания досок с фанерой и со стальными деталями.

Клеевые швы должны иметь минимальную толщину, измеряемую долями миллиметров, и высокую прочность, превосходящую прочность древесины на сжатие и скалывание вдоль волокон. Прочность швов на растяжение ввиду их хрупкости невелика и соответствует примерно прочности древесины на растяжение поперек волокон. Адгезионная и когезионная связи клеевых швов должны быть выше прочности древесины, и клеевые соединения должны разрушаться при нагружении выше предела прочности не по швам и граничным слоям, а по цельной древесине.

Клеевые стыки по их расположению и особенностям работы могут быть разделены на поперечные, продольные и угловые.

Поперечные стыки досок служат для создания клееных элементов с поперечными сечениями требуемых размеров и форм и придания им изогнутой формы по длине. В их число входят стык по пластям, стык по кромкам и стык по пласти и кромке.

Стык по пластям представляет собой клеевое соединение досок пластиами. Этот стык применяется для создания клееных элементов требуемой высоты сечения и для обеспечения их изогнутой формы по длине, поскольку он препятствует распрямлению, изогнутых досок в клееном элементе. В изгибаемых и сжато-изгибаемых элементах стыки по пластям работают и рассчитываются на скалывание при изгибе по формуле

$$\tau = \frac{QS}{jbm_{ск}} \leq R_{ск}$$

В этой формуле коэффициент условий работы $m_{ск} = 0,6$ учитывает возможное возникновение непроклеек, уменьшающих расчетную ширину шва b .

Пример 4

Проверить на скалывание изгибаемый элемент из клееной древесины при следующих исходных данных:

– поперечная сила $Q = 18,5$ кН;

– статический момент скалываемой части сечения $S = 0,00058$ м³;

– момент инерции сечения $I = 0,000118$ м⁴;

– ширина сечения $b = 0,13$ м;

– коэффициент условий работы $m_{ск} = 0,6$;

– сопротивление скалыванию вдоль волокон при изгибе клееных элементов $R_{ск} = 1,6$ МПа.

$$\tau = \frac{18,5 \times 0,00058}{0,000118 \times 0,13 \times 0,6} = 1,33 \text{ МПа} < R_{ск} = 1,6 \text{ МПа.}$$

Прочность на скалывание изгибаемого элемента из клееной древесины обеспечена.

Задания к практическому занятию

Задание 1

Проверить на скалывание изгибаемый элемент из клееной древесины. Исходные данные взять из таблицы 4.

Таблица 4 – Исходные данные для проверки на скалывание

Поперечная сила, кН	18,5	20,0	24,8	25,3	12,9
Соппротивление скалыванию вдоль волокон при изгибе клееных элементов, МПа	1,49	1,40	1,55	1,608	1,2
Статический момент скалываемой части сечения, м ³	0,00060	0,00049	0,00068	0,0007	0,00055
Момент инерции сечения, м ⁴	0,00012	0,00011	0,00014	0,00015	0,00013
Ширина сечения, м	0,13	0,12	0,14	0,15	0,11

Вопросы к самостоятельной работе к практическому занятию

1. Что является основой элементов из клееной древесины?
2. На какую толщину до склеивания должны быть остроганы доски по плоскостям склеивания, для обеспечения их плотного контакта?
3. Какие бывают клеевые стыки по их расположению и особенностям работы?
4. Проанализируйте как в расчетах учитывается возможное возникновение непроклеек?

ПРАКТИЧЕСКАЯ ПОДГОТОВКА №12.

РАСЧЕТ ВНЕЦЕНТРЕННО СЖАТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ИЗ ЦЕЛЬНОЙ ДРЕВЕСИНЫ

Теоретическая часть

Внецентренно сжатые элементы работают одновременно на сжатие и изгиб. Так работают, например, верхние сжатые пояса ферм, нагруженные дополнительно межузловой поперечной нагрузкой, а также при эксцентричном приложении сжимающей силы (внецентренно-сжатые элементы).

В сечениях сжато-изгибаемого элемента возникают равномерные напряжения сжатия от продольных сил N и напряжения сжатия и растяжения от изгибающего момента M , которые суммируются.

Искривление сжато-изгибаемого элемента поперечной нагрузкой приводит к появлению дополнительного изгибающего момента s с максимальным значением:

$$M_N = N \cdot f,$$

где f – прогиб элемента.

Расчет на прочность сжато-изгибаемых элементов выполняют по формуле:

$$\frac{N}{F_{\text{расч}}} + \frac{M_{\text{д}}}{W_{\text{расч}}} \leq R_c,$$

где $M_{\text{д}}$ – изгибающий момент по деформированной схеме от действия поперечных и продольных нагрузок.

Для шарнирно-опертых элементов при симметричных эпюрах изгибающих моментов синусоидального, параболического и близких к ним очертаний:

$$M_0 = \frac{M}{\xi},$$

где M – изгибающий момент в расчетном сечении без учета дополнительного момента от продольной силы;

ξ – коэффициент, изменяющийся от 1 до 0, учитывающий дополнительный момент от продольной силы вследствие прогиба элемента, определяемый по формуле:

$$\xi = 1 - \frac{N}{\Psi R_c F_{бр}},$$

где $\psi = 3000/\lambda^2$ коэффициент продольного изгиба (коэффициент устойчивости) для сжатых элементов.

Внецентренно сжатые элементы должны быть также проверены на прочность и устойчивость только при сжатии продольной силой из плоскости действия изгибающего момента.

Пример 5

Проверить прочность сжато-изгибаемого стержня из древесины второго сорта $R_c = 13$ МПа. Стержень длиной $l = 3,5$ м и сечением $b \times h = 12,5 \times 20$ см не имеет ослаблений, и концы его закреплены шарнирно. На стержень от расчетных нагрузок действуют продольная сжимающая сила $N = 80$ кН и изгибающий момент $M = 5$ кН·м в направлении большего размера сечения.

Решение.

Площадь и момент сопротивления сечения $A = b \times h = 12,5 \times 20 = 250$ см²; $W = b \times h^2 / 6 = 12,5 \times 20^2 / 6 = 833$ см³.

Расчетная длина l , радиус инерции r , гибкость λ и коэффициент устойчивости ψ :
 $l_0 = l = 350$ см; $r = 0,29 h = 0,29 \times 20 = 5,8$ см; $\lambda = l_0 / r = 350 / 5,8 = 60,3 < 70$;
 $\psi = 3000 / (60,3)^2 = 0,825$.

$\xi = 1 - 0,08 / (0,825 \times 13 \times 0,025) = 0,69$.

Момент с учетом деформаций $M_d = 0,005 / 0,69 = 0,0071$ МН·м.

Напряжение сжатия $\sigma = 0,08 / 0,025 + 0,0071 / (833 \cdot 10^{-6}) = 12,6$ МПа $\lll R_c = 13$ МПа. Прочность сжато-изгибаемого элемента обеспечена.

Задания к практическому занятию

Задание 1.

Проверить прочность сжато-изгибаемого стержня из древесины. Исходные данные взять из таблицы 5.

Таблица 5 – Исходные данные для проверки прочности сжато-изгибаемого стержня

Длина стержня, м	3,0	2,8	3,5	3,8	4,0
Сечение, см	12,5 x 25	10 x 15	12,5 x 20	15 x 20	12,5 x 15
Продольная сжимающая сила, кН	80	75	75	78	65
Изгибающий момент, кН·м	5	5,2	5,4	6,0	5,8

Вопросы к самостоятельной работе к практическому занятию

1. Какие конструктивные элементы работают одновременно на сжатие и изгиб?
2. С чего начинается разрушение сжато-изгибаемого элемента?

3. Из древесины какого сорта рекомендуется изготавливать сжато-изгибаемые элементы?
4. От чего возникает дополнительный момент и как он учитывается в расчете?

ПРАКТИЧЕСКАЯ ПОДГОТОВКА №13.

РАСЧЕТ ВНЕЦЕНТРЕННО РАСТЯНУТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ИЗ ЦЕЛЬНОЙ ДРЕВЕСИНЫ

Теоретическая часть

Растянуто-изгибаемые элементы работают одновременно на растяжение и изгиб. Так работают, например, растянутый нижний пояс фермы с межузловой нагрузкой; стержни, в которых растягивающие усилия действуют с эксцентриситетом относительно оси (такие элементы называют внецентренно-растянутыми). В сечениях растянуто-изгибаемого элемента от продольной растягивающей силы N возникают равномерные растягивающие напряжения, а от изгибающего момента M – напряжения изгиба. Эти напряжения суммируются, благодаря чему растягивающие напряжения увеличиваются, а сжимающие уменьшаются. Расчет растянуто-изгибаемых элементов производится по прочности с учетом всех ослаблений:

$$\sigma = \frac{N}{F_{\text{расч}}} + \frac{MR_p}{W_{\text{расч}}R_u} \leq R_p.$$

Отношение R_p/R_u позволяет привести напряжения растяжения и изгиба к единому значению для сравнения их с расчетным сопротивлением растяжению. Прогиб определяется только от поперечной нагрузки. Изменение прогиба за счет влияния продольной силы не учитывается.

Пример 6

Проверить прочность растянуто-изгибаемого стержня из древесины первого сорта $R_c = 14$ МПа. Стержень длиной $l = 4,0$ м и сечением $b \times h = 13 \times 15$ см не имеет ослаблений, и концы его закреплены шарнирно. На стержень от расчетных нагрузок действуют продольная растягивающая сила $N = 70$ кН и изгибающий момент $M = 4$ кН·м в направлении большего размера сечения.

Решение

Расчетные сопротивления древесины первого сорта растяжению $R_p = 10$ МПа изгибу $R_u = 14$ МПа. Площадь сечения $A = 13 \times 15 = 195$ см². Момент сопротивления $W = 13 \times 15^2/6 = 487$ см³.

Напряжения растяжения

$$\sigma = 0,07/0,0195 + (0,004/487 \times 10^{-6}) \times 10/14 = 9,6 \text{ МПа} < 14 \text{ МПа}.$$

Прочность растянуто-изгибаемого стержня обеспечена.

Задания к практическому занятию

Задание 1

Проверить прочность растянуто-изгибаемого стержня из древесины. Исходные данные взять из таблицы 6.

Таблица 6– Исходные данные для проверки прочности растянуто-изгибаемого стержня

Длина стержня, м	3,0	2,8	3,5	3,8	4,0
Сечение, см	12,5 x 25	10 x 15	12,5 x 20	15 x 20	12,5 x 15

Продольная растягивающая сила, кН	60	65	65	68	70
Изгибающий момент, кН·м	4	4,2	5,4	5,0	5,8

Вопросы к самостоятельной работе к практическому занятию

1. Какие конструктивные элементы работают одновременно на растяжение и изгиб?
2. Какие напряжения возникают в сечениях растянуто-изгибаемого элемента от продольной растягивающей силы N и от изгибающего момента M ?
3. От каких внешних усилий определяется прогиб?
4. Каким методом производится подбор сечений растянуто-изгибаемых элементов?

ПРАКТИЧЕСКАЯ ПОДГОТОВКА №14.

РАСЧЕТ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ИЗ ЦЕЛЬНОЙ ДРЕВЕСИНЫ НА СКАЛЫВАНИЕ

Теоретическая часть

Скалывание при изгибе возникает от парных сдвигающих сил T , действующих в противоположных направлениях.

Эти силы вызываются поперечными силами Q и по длине элемента изменяются аналогично. При действии равномерной нагрузки q в однопролетной шарнирно опертой балке поперечные силы достигают максимума у опор и имеют значение $Q = ql/2$. По высоте сечения скалывающие напряжения τ распределяются неравномерно. Максимальное значение в прямоугольных сечениях они имеют на нейтральной оси в половине высоты сечения и снижаются до нуля у его кромок. По ширине сечения они не изменяются. Расчет изгибаемых элементов на скалывание при изгибе производят на действие максимальных поперечных сил $Q(MH)$ от расчетных нагрузок по формуле

$$\tau = QS/(Ib) \leq R_{СК},$$

где S — статический момент скалываемой части сечения относительно его нейтральной оси, m^3 ; у прямоугольного сечения с размерами b и h $S = bh^2/2$; $I = bh^3/12$ — момент инерции всего сечения, m^4 ; $R_{СК}$ — расчетное сопротивление скалыванию; принимается максимальное $R_{СК} = 1,6$ МПа.

В большинстве цельных изгибаемых элементов напряжения скалывания к моменту их разрушения от изгиба далеко не достигают предела прочности при скалывании и расчетная проверка не требуется. Только при расчете очень коротких балок и больших сосредоточенных близ опор нагрузках такая проверка необходима.

Пример 7

Проверить прочность при скалывании древесины второго сорта изгибаемого элемента, в котором действует максимальная поперечная сила $Q = 21$ кН. Элемент имеет размеры сечения 10×20 см.

Решение

Расчетное сопротивление скалыванию при изгибе $R_{СК} = 1,6$ МПа. Статический момент $S = 500$ cm^3 . Момент инерции сечения $I = 6667$ cm^4 .

Напряжение скалывания $\tau = QS/(Ib) = 0,021 \cdot 500 \cdot 10^{-6} / (6667 \cdot 10^{-6} \cdot 0,1) = 1,57 \leq R_{СК} = 1,6$ МПа.

Прочность при скалывании обеспечена.

Задания к практическому занятию

Задание 1

Проверить прочность при скалывании древесины второго сорта изгибаемого элемента. Исходные данные взять из таблицы 7.

Таблица 7 – Исходные данные для проверки прочности древесины при скалывании

Поперечная сила, кН	23	28		38	40
Сечение, см	12,5 x 25	10 x 15	12,5 x 20	15 x 20	15 x 25

Вопросы к самостоятельной работе к практическому занятию

1. От каких сил возникает скалывание в изгибаемых элементах?
2. Как влияют пороки на прочность древесины при скалывании?
3. Как изменяются скалывающие напряжения по высоте?
4. Проанализируйте какой характер разрушения при скалывании имеет древесина?

ПРАКТИЧЕСКАЯ ПОДГОТОВКА №15.

РАСЧЕТ ПРОГИБОВ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ИЗ ЦЕЛЬНОЙ ДРЕВЕСИНЫ

Теоретическая часть

Прогиб изгибаемых элементов следует определять по моменту инерции брутто. Определяется относительный прогиб, значение которого не должно превышать предельного значения, регламентированного СНиПом:

$$\frac{f}{l} \leq \left[\frac{f}{l} \right].$$

Наибольший прогиб шарнирно-опертых изгибаемых элементов постоянного следует определять по формуле:

$$f = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_{red}} \leq f_{lim};$$

где q – равномерно распределенная нагрузка;

l – пролет балки;

E – модуль деформаций;

I – момент инерции сечения.

Пример 8

Проверить на прогиб однопролетную балку пролетом $l = 3,3$ м, загруженную равномерно распределенной нагрузкой $q = 2,043$ кН/м.

От равномерно распределенной нагрузки возникает прогиб, который не должен превышать предельного прогиба:

$$f = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_{red}} \leq f_{lim};$$

Модуль упругости древесины принимаем по СНиП

$$E_{\phi} = 10000 \text{ МПа.}$$

$I = 12404 \text{ см}^4$ – момент инерции сечения.

$$f = \frac{5 \cdot 2,043 \cdot 3,33^4}{384 \cdot 0,00012404 \cdot 10000000} = 0,0026 \text{ м.}$$

f_{lim} – предельно допускаемый прогиб

$$f_{\text{lim}} = \frac{1}{250} \cdot l_0 = \frac{1}{250} \cdot 3,33 = 0,01332 \text{ м.}$$

$$f = 0,0026 \text{ м} \leq f_{\text{lim}} = 0,01332 \text{ м.}$$

Прогиб меньше допускаемого; условие жесткости выполняется.

Задания к практическому занятию

Задание 1

Проверить на прогиб однопролетную балку. Исходные данные взять из таблицы 8.

Таблица 8– Исходные данные для проверки прочности древесины при скалывании

вномерно распределенная нагрузка, кН/м	2,3	2,8	3,5	3,8	4,0
Сечение, см	12,5 x 25	10 x 15	12,5 x 20	15 x 20	15 x 25
Пролет балки, м	3	3,5	3,6	3,8	4,0

Задание 2

Определить угол поворота на опорах однопролетной балки. Исходные данные взять из таблицы 8.

Вопросы к самостоятельной работе к практическому занятию

1. Как учитываются сдвиги и податливость соединений при определении прогибов?
2. Как принимается расчетная ширина обшивок плит при определении прогибов?
3. Как принимается жесткость сечения при определении прогибов клееных элементов из фанеры с древесиной?
4. Как изменяется изгибающий момент вследствие прогиба сжато-изгибаемых элементов?

ПРАКТИЧЕСКАЯ ПОДГОТОВКА № 18.

КОНСТРУИРОВАНИЕ ПЛИТЫ С ФАНЕРНЫМИ ОБШИВКАМИ

Теоретическая часть

Плиты с фанерными обшивками собираются из крупноразмерных элементов заводского изготовления. Они имеют длину 3–6 м, ширину 1–1,5 м, соответствующую размерам фанерных листов, и укладываются непосредственно на основные несущие конструкции покрытий. Плиты состоят из дощатого настила и фанерных обшивок, соединенных клеем.

Плиты с фанерными обшивками выполняют функции настила и прогонов. Каркас плит состоит из продольных и поперечных досок-ребер толщиной не менее 2,5 см. Про-

дольные – рабочие сплошные по длине ребра ставят на расстоянии не более 50см друг от друга из условия работы обшивок на изгиб от сосредоточенных нагрузок. Поперечные ребра жесткости устанавливают на расстоянии не более 1,5 м, как правило, в местах расположения стыков фанеры и прерывают в местах пересечений с продольными ребрами.

Высота ребра принимается в пределах $1/20$ до $1/30$ пролета, толщина ребра 40 – 60 мм.

Пример 9

Сконструировать плиту с фанерными обшивками при следующих исходных данных:

– пролет плиты $l = 3,4$ м;

– ширина плит $b = 1$ м.

Высота продольного ребра $h = (1/20 \div 1/30) \cdot 3,4 = (0,17 \div 0,11)$ м. Принимаем $h = 0,15$ м; толщину ребра принимаем $\delta = 50$ мм.

Конструктивная длина продольного ребра $l_k = 3400 - 20 = 3380$ мм.

Конструктивная ширина плиты $1000 - 10 = 990$ мм.

Длина поперечного ребра $l_n = (990 - 2 \cdot 10 - 3 \cdot 50) / 2 = 410$ мм.

План и поперечный разрез плиты показаны на рисунке 1.

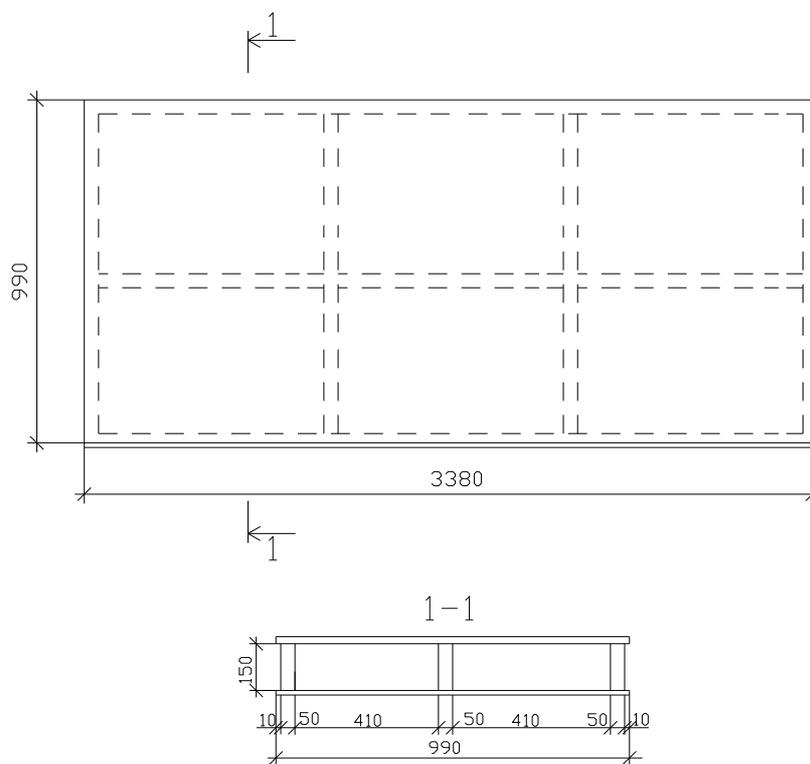


Рисунок 1 – План и поперечный разрез плиты

Задания к практическому занятию

Задание 1

Сконструировать плиту с фанерными обшивками. Исходные данные взять из таблицы 9.

Таблица 9– Исходные данные для конструирования плиты с фанерными обшивками

Пролет плиты, м	3,3	3,8	3,5	5,8	4,0
Ширина плиты, м	1,0	1,0	1,5	1,5	1,5

Вопросы к самостоятельной работе к практическому занятию

1. В каких пределах принимается номинальная длина плиты?
2. В каких пределах принимается номинальная ширина плиты?
3. Как определяется высота продольного ребра плиты?
4. Как определяется расстояние между продольными ребрами?

ПРАКТИЧЕСКАЯ ПОДГОТОВКА № 17.

РАСЧЕТ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ПЛИТЫ С ФАНЕРНЫМИ ОБШИВКАМИ

Теоретическая часть

Геометрические характеристики расчетных сечений клефанерных плит определяются с учетом того, что они имеют двутавровую форму. Момент инерции сечения равен сумме моментов инерции его частей, каждый из которых $I_i = I_0 + Aa^2$, где I_0 – собственный момент инерции; a – расстояние от его оси до нейтральной оси. При этом собственным моментом инерции фанерных обшивок ввиду его малости можно пренебречь.

Момент сопротивления сечения $W = 2I/h$. Статический момент обшивки относительно нейтральной оси $S = b\delta(h - \delta/2)$.

Сечение клефанерных плит можно подбирать методом проб, причем задаваться сечениями, а затем производить необходимые проверки по прочности и по деформациям.

Верхнюю обшивку проверяют на сжатие и устойчивость при изгибе по формуле

$$\sigma = M/(\varphi W) < R_{\text{фс}},$$

где $R_{\text{фс}} = 12$ МПа – расчетное сопротивление фанеры сжатию вдоль наружных волокон; φ – коэффициент устойчивости фанеры.

Проверку нижней обшивки на растяжение при изгибе производят по формуле

$$\sigma = M/(m_{\text{ф}} W) < R_{\text{фр}},$$

где $m_{\text{ф}} = 0,6$ – коэффициент, учитывающий ослабление сечения обшивки соединениями листов на ус; $R_{\text{фр}} = 14$ МПа – расчетное сопротивление фанеры растяжению вдоль наружных волокон.

Пример 10

Произвести расчет несущей способности плиты с фанерными обшивками при следующих исходных данных: максимальный упругий момент в середине пролета $M = 3,717$ кН·м; момент сопротивления приведенного сечения по нижней грани $W_{\text{ниж}} = 1423,269$ см³; момент сопротивления по верхней грани $W_{\text{верх}} = 1593,293$ см³; равномерно распределенная нагрузка на плиту $q = 2,043$ кН/м; коэффициент устойчивости фанеры $\varphi = 0,564$.

Проверяем верхнюю обшивку на сжатие и устойчивость при изгибе

$$\sigma = M/(\varphi W) = \frac{3,717}{0,001593} \cdot 0,564 = 13169 \text{ кПа} = 13,169 \text{ МПа} < R_{\text{ф.сж.}} = 16 \text{ МПа}.$$

Нижнюю обшивку проверяем на растяжение

$$\sigma_n = \frac{M}{W_{\text{нижн}}} = \frac{3,717}{0,001423} = 2612,09 \text{ кПа} = 2,612 \text{ МПа} < R_{\text{ф.раст.}} = 8,4 \text{ МПа}.$$

Прочность верхней и нижней обшивок обеспечивается.

Задания к практическому занятию

Задание 1

Произвести расчет несущей способности плиты с фанерными обшивками. Исходные данные взять из таблицы 10.

Таблица 10 – Исходные данные для конструирования плиты с фанерными обшивками

Пролет плиты, м	3,3	3,8	3,5	5,8	4,0
Максимальный упругий момент в середине пролета, кН·м	3,7	4,0	4,5	5,05	2,5
Момент сопротивления приведенного сечения по нижней грани, см ³	1400	1450	1300	1500	1470
Момент сопротивления приведенного сечения по верхней грани, см ³	1470	1550	1400	1560	1520
Равномерно распределенная нагрузка на плиту, кН/м	2,04	2,1	2,6	3,2	3,4
Коэффициент устойчивости фанеры	0,56	0,60	0,62	0,64	0,58

Задание 2

Произвести расчет жесткости сконструированной плиты в задании 1.

Вопросы к самостоятельной работе к практическому занятию

1. Как определяется момент инерции поперечного сечения плиты?
2. Как определяется момент сопротивления поперечного сечения плиты?
3. Как определяется статический момент обшивки относительно нейтральной оси?
4. Как производится проверка плиты на прогиб?

ПРАКТИЧЕСКАЯ ПОДГОТОВКА № 24. РАСЧЕТ ПРОГИБОВ ПЛИТЫ С ФАНЕРНЫМИ ОБШИВКАМИ

Теоретическая часть

Проверку плит по прогибам производят по общей формуле для определения прогибов свободно опертых балок с учетом модуля упругости фанеры $f = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_{red}} \leq f_{lim}$. По-ниженная жесткость сечения плит учитывается коэффициентом 0,7. Относительный прогиб от нормативных нагрузок не должен превышать 1/250 пролета.

Пример 10

Проверка на прогиб. От равномерно распределенной нагрузки возникает прогиб, который не должен превышать предельного прогиба:

$$f = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_{red}} \leq f_{lim}$$

Исходные данные: равномерно распределенная нагрузка $-q=2,043\text{кН/м}$; расчетный пролет плиты $-l = 3,3\text{ м}$; модуль упругости фанеры $-E_{\phi} = 10000\text{МПа}$; момент инерции приведенного сечения $-I_{\text{ред}} = 12404\text{см}^4$.

$$f = \frac{5 \cdot 2,043 \cdot 3,33^4}{384 \cdot 0,00012404 \cdot 10000000} = 0,0026\text{ м};$$

f_{lim} – предельно допускаемый прогиб:

$$f_{\text{lim}} = \frac{1}{250} \cdot l_0;$$

$$f_{\text{lim}} = \frac{1}{250} \cdot 3,33 = 0,01332\text{ м};$$

$0,0026\text{ м} \leq 0,01332\text{ м}$ – условие выполняется.

Задания к практическому занятию

Задание 1

Проверить прогиб плиты с фанерными обшивками. Исходные данные взять из таблицы 11.

Таблица 11 – Исходные данные для расчета на прогиб плиты с фанерными обшивками

Пролет плиты, м	3,3	3,8	3,5	5,8	4,0
Равномерно распределенная нагрузка на плиту, кН/м	2,04	2,1	2,6	3,2	3,4
Момент инерции приведенного сечения $-I_{\text{ред}} = 12404\text{см}^4$	12404	11005	13006	12888	12000

Вопросы к самостоятельной работе к практическому занятию

1. Как учитывается пониженная жесткость сечения плит?
2. Как производится проверка плиты на прогиб?
3. По каким формулам производят проверку плит по прогибам?
4. Чему равен предельный относительный прогиб плиты?

ПРАКТИЧЕСКАЯ ПОДГОТОВКА № 25. СБОР НАГРУЗОК НА ПОКРЫТИЕ ОДНОЭТАЖНОГО ПРОИЗВОДСТВЕННОГО ЗДАНИЯ

Теоретическая часть

На покрытие действуют постоянные и временные нагрузки. Постоянные нагрузки:
 – собственный вес плиты;
 – вес кровельного покрытия;
 – вес утеплителя.

Временные нагрузки:

– снеговая.

Нормативные значения нагрузок от собственного веса плиты, кровельного покрытия и утеплителя определяются по проектным данным; от снеговой нагрузки – по нормативным документам.

Расчетные нагрузки получают умножением нормативных на коэффициенты надежности по нагрузке.

Пример 12

Собрать нагрузки на один м² покрытия при следующих исходных данных: план и поперечное сечение плиты покрытия со всеми необходимыми размерами представлены на рисунке 1 (Практическая подготовка № 9); район строительства – г. Оренбург.

Сбор нагрузок на покрытие представлен в таблице 12.1

Таблица 12.1 – Сбор нагрузок на покрытие

Наименование Нагрузок	Нормативная, кН/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетная кН/м ²
Постоянная			
1. Гидроизоляционный ковер – рубероид	0,1	1,3	0,13
2. Обшивки фанерные $\delta = 15$ мм, $\rho = 500$ кг/м ³	0,075	1,1	0,0825
3. Ребра деревянные	0,151	1,1	0,166
4. Утеплитель	0,037	1,2	0,044
Итого	0,363		0,423
Временная			
Снеговая	1,68	1/0,7	2,4
Всего	2,043		2,823

Задания к практическому занятию

Задание 1

Собрать постоянные нагрузки на один м² покрытия. Исходные данные взять из таблицы 12.2.

Таблица 12.2 – Исходные данные для сбора нагрузок на покрытие обшивками

Пролет плиты, м	3,3	3,8	3,5	5,8	4,0
Равномерно распределенная нагрузка	0,04	0,03	0,0356	0,032	0,034

на от веса утеплителя, кН/м ²					
Район строительства, г.	Ставрополь	Калуга	Челябинск	Ярославль	Тюмень

Задание 2

Собрать временные нагрузки на один м² покрытия. Исходные данные из таблицы 12.2

Вопросы к самостоятельной работе к практическому занятию

1. Как определяются нормативные нагрузки от собственного веса конструкций?
2. Как определяются нормативные нагрузки от веса снегового покрова?
3. Как производится переход от нормативных нагрузок к расчетным?
4. Что учитывает коэффициент надежности по нагрузке?

ПРАКТИЧЕСКАЯ ПОДГОТОВКА № 26. СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ МЕТАЛЛОДЕРЕВЯННОЙ ФЕРМЫ

Теоретическая часть

Статический расчет заключается в определении усилий, действующих в стержнях фермы от всех расчетных нагрузок и их сочетаний. Продольные силы N определяют во всех стержнях фермы. Для этого распределенные нагрузки, действующие в верхнем поясе, условно считаются сосредоточенными в его узлах. Затем определяют продольные усилия построением диаграммы Максвелла-Кремоны.

Продольные силы в стержнях симметричных ферм можно определять только в одной половине фермы. Усилия от нагрузки в другой половине фермы будут равны усилиям в стержнях незагруженной половины фермы. Продольные силы от равномерно распределенной снеговой нагрузки на всем пролете фермы определяют как сумму сил от нагрузок на полупролетах.

В верхних поясах всех ферм действуют только сжимающие силы, в нижних поясах – растягивающие. В решетке сегментных и многоугольных ферм могут возникать как сжимающие, так и растягивающие усилия при односторонних снеговых нагрузках.

Пример 13

Произвести статический расчет металлодеревянной фермы при следующих исходных данных:

расчетная схема фермы представлена на рисунке 13.1;

узловые нагрузки:

постоянная $P_g = g \cdot l_n = 1,94 \cdot 5 = 9,74$ кН;

снеговая $P_{сн} = p \cdot l_n = 3,456 \cdot 5 = 17,28$ кН;

где $l_n = 5$ м – длина панели фермы.

Продольные усилия в стержнях фермы определяем построением диаграммы Максвелла-Кремоны от единичных нагрузок с последующим умножением полученных усилий

на фактические постоянную и снеговую нагрузки: P_g и $P_{сн}$. Результаты расчёта сводим в таблицу 13.1.

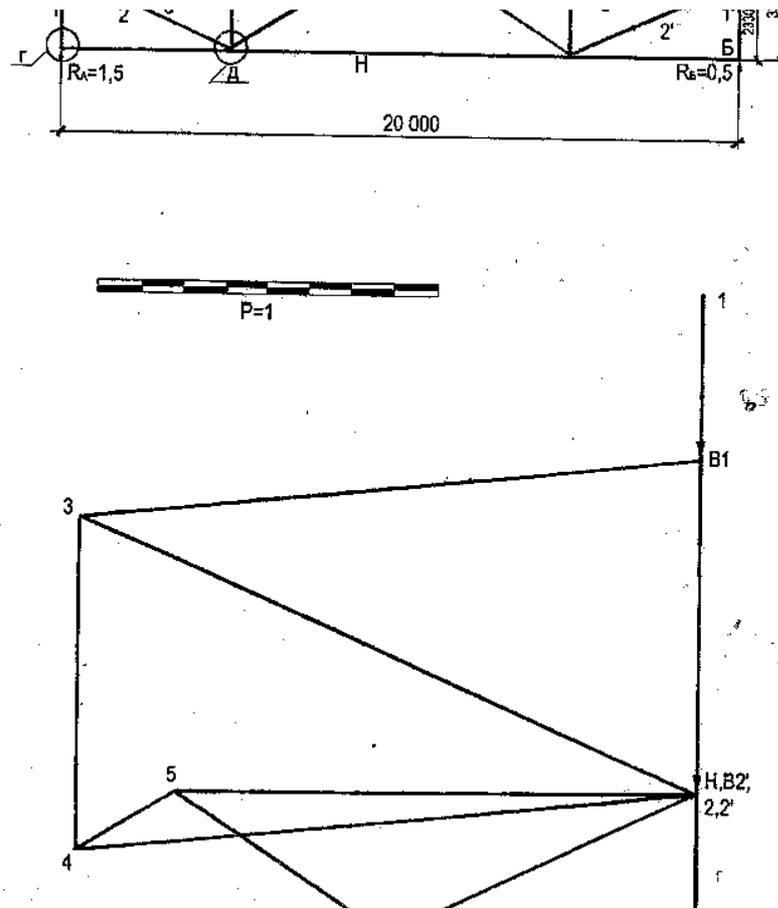


Рисунок 13.1 – Диаграмма усилий

Таблица 13.1 – Усилия в стержнях фермы

	Обозначение	Усилия от $P = 1$			Усилия от нагрузок, кН.			
		слева	справа	полной	$P_g = 12,19$	снеговой $P_{сн} = 39,07$		
						слева	справа	полной
1	2	3	4	5	6	7	8	9
верхний пояс	В1-3	-1,87	-0,95	-2,82	-34,38	-73,06	-37,12	-110,18
	В2-4	-1,87	-0,95	-2,82	-34,38	-73,06	-37,12	-110,18
нижний пояс	Н-2	0	0	0	0	0	0	0
	Н-5	1,56	1,56	3,12	38,04	60,95	60,95	121,89
раскосы	2-3	2,07	1,03	3,1	37,80	80,87	40,24	121,12
	4-5	0,34	-0,78	-0,44	-5,36	13,28	-30,47	-17,19
Стойки	1-2	-1,5	-0,5	-2	-24,39	-58,61	-19,54	-78,14
	3-4	-1	0	-1	-12,19	-39,07	0	-39,07

Задание 1

Произвести статический расчет металлодеревянной фермы. Исходные данные взять из таблицы 13.2.

Таблица 13,2 – Исходные данные для статического расчета металлодеревянной фермы

Пролет фермы, м	20	22	24	18	19
Узловая постоянная нагрузка, кН	12	13	15	16	18
Узловая снеговая нагрузка, кН	32	35	36	38	40

Задание 2

Произвести кинематический анализ металлодеревянной фермы.

Вопросы к самостоятельной работе к практическому занятию

1. В чем заключается статический расчет фермы?
2. Как определяется узловая нагрузка на ферму?
3. Проанализируйте почему усилия в стержнях фермы определяют при загрузке только половины пролета?
4. Проанализируйте почему усилия в стержнях фермы определяются предварительно от единичных нагрузок?

ПРАКТИЧЕСКАЯ ПОДГОТОВКА № 27. ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАСЧЕТНЫХ УСИЛИЙ В СТЕРЖНЯХ ФЕРМЫ

Теоретическая часть

По результатам статического расчета определяют расчетные усилия в стержнях ферм. Расчетные усилия получают в результате анализа вычисленных усилий от различных нагрузок. Комбинации нагрузок дают максимальные и минимальные усилия, которые и принимают за расчетные.

В верхних поясах всех ферм действуют только сжимающие силы, в нижних поясах – растягивающие. В решетке сегментных и многоугольных ферм могут возникать как сжимающие, так и растягивающие усилия при односторонних снеговых нагрузках. Поэтому в элементах решетки расчетные усилия могут быть положительными и отрицательными.

Пример 14

Усилия, вычисленные от различных нагрузок, представлены в таблице 14.1.

Таблица 14.1 – Вычисленные усилия в стержнях фермы

	Усилия от нагрузок, кН.			
	$P_g=12,19$	снеговой $P_{сн}=39,07$		
		слева	справа	полной
1	6	7	8	9
верхний пояс	-34,38	-73,06	-37,12	-110,18
	-34,38	-73,06	-37,12	-110,18
нижний пояс	0	0	0	0
	38,04	60,95	60,95	121,89
раскосы	37,80	80,87	40,24	121,12
	-5,36	13,28	-30,47	-17,19
стойки	-24,39	-58,61	-19,54	-78,14
	-12,19	-39,07	0	-39,07

Определяем максимальные и минимальные значения усилий для каждого элемента, перебирая различные комбинации усилий. При этом постоянная нагрузка включается во все комбинации усилий. Расчетные значения усилий приведены в таблице 14.2.

Таблица 14.2 – Расчетные усилия

Расчетные усилия	
Растяжение +	Сжатие -
1	2
-	-144,56
-	-144,56
0	0
159,93	-
158,92	-
7,92	-35,83
-	-102,53
-	-51,26

Задания к практическому занятию

Задание 1.

Определить расчетные усилия в стержнях фермы. Исходные данные взять из таблицы 14.3.

Таблица 14.3 – Исходные данные для определения расчетных усилий

Вариант 1										
Элемент	Обозначение	Усилия от P=1			Усилия от нагрузок, кН.				Расчетные усилия	
		слева	справа	полной	P _г =12,25	снеговой P _{сн} =35,91			растяжение	сжатие
						слева	справа	полной		
1	2	3	4		6	7	8	9	10	11
верхний пояс	B1-3	-1,87	-0,94	-2,81	-27,704	-33,576	-16,878	-50,454		
	B2-4	-1,87	-0,94	-2,81	-27,704	-33,576	-16,878	-50,454		
нижний пояс	H-2	0	0	0	0	0	0	0		
	H-5	1,56	1,56	3,12	30,76	28,01	2,801	56,0196		
раскосы	2-3	2,04	1	3,04	29,9713	36,628	17,955	54,583		
	4-5	0,38	-0,74	-0,36	-3,5492	6,823	-13,287	-6,464		
стойки	1-2	-1,5	-0,5	-2	-19,718	-26,933	-8,978	-35,91		
	3-4	-1	0	-1	-9,859	-17,955	0	-17,955		
Вариант 2										
Элемент	Обозначение	Усилия от P=1			Усилия от нагрузок, кН.				Расчетные усилия	
		слева	справа	Полной	P _г =13,23	снеговой P _{сн} =28,9			растяжение «+»	сжатие «-»
						слева	справа	полной		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
верхний пояс	B1-3	-1,8	-0,9	-2,7	-35,7	-52,02	-26,01	-78,03		
	B2-4	-1,8	-0,9	-2,7	-35,7	-52,02	-26,01	-78,03		
нижний пояс	H-2	0	0	0	0	0	0	0		
	H-5	1,525	1,525	3,05	40	44,1	44,1	88,15		
раскосы	2-3	1,98	1	2,98	39	57,22	28,9	86,12		
	4-5	0,31	-0,76	-0,45	-5,95	8,96	-21,96	-13		

стойки	1-2	-1,5	-0,5	-2	-26,46	-43,35	-14,45	-57,8		
	3-4	-1	0	-1	-13,23	-28,9	0	-28,9		
Вариант 3										
Элемент	Обо- значе- ние	Усилия от P=1			Усилия от нагрузок, кН.				Расчетные усилия	
		слева	справа	полной	P _г =9,73	снеговой P _{сн} =17,82			растяже- ние «+»	сжатие «-»
						слева	справа	Полной		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
верхний пояс	B1-3	-1,8	-0,9	-2,7	-26,27	-32,08	-16,04	-48,12		
	B2-4	-1,8	-0,9	-2,7	-26,27	-32,08	-16,04	-48,12		
нижний пояс	H-2	0	0	0	0	0	0	0		
	H-5	1,5	1,5	3,00	29,19	26,73	26,73	53,46		
раскосы	2-3	1,95	1	2,95	28,7	34,75	17,82	52,57		
	4-5	0,325	-0,75	-0,425	-4,14	5,79	-13,37	-7,58		
стойки	1-2	-1,5	-0,5	-2	-19,46	-26,73	-8,91	-35,64		
	3-4	-1	0	-1	-9,73	-17,82	0	-17,82		
Вариант 4										
Элемент	Обо- значе- ние	Усилия от P = 1			Усилия от нагрузок, кН.				Расчетные уси- лия	
		слева	справа	полной	P _г = 10,8	снеговой P _{сн} = 29,925			Растя- же- ние +	сжа- тие -
						слева	справа	полной		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
верхний пояс	B1-3	-1,82	-0,89	-2,71	-29,27	-54,46	-26,63	-81,09		
	B2-4	-1,82	-0,89	-2,71	-29,27	-54,46	-26,63	-81,09		
нижний по- яс	H-2	0	0	0	0	0	0	0		
	H-5	1,52	1,52	3,04	32,83	45,49	45,49	90,98		
раскосы	2-3	1,98	0,97	2,95	31,86	59,25	29,03	88,28		
	4-5	0,35	-0,75	-0,4	-4,32	10,47	-22,44	-11,97		
стойки	1-2	-1,5	-0,5	-2	-21,6	-44,89	-14,96	-59,85		
	3-4	-1	0	-1	-10,8	-29,925	0	-29,925		

Задание 2

Выполнить проверку расчетные усилия в стержнях фермы по методу Риттера.

Вопросы к самостоятельной работе к практическому занятию

1. Какие нагрузки входят в первое основное сочетание нагрузок?
2. Какие нагрузки входят во второе основное сочетание нагрузок?

3. Какие нагрузки входят в особое сочетание нагрузок?
4. Какая нагрузка всегда учитывается в сочетаниях нагрузок?

ПРАКТИЧЕСКАЯ ПОДГОТОВКА № 29. КОНСТРУИРОВАНИЕ ОПОРНОГО УЗЛА

Теоретическая часть

Опорный узел пятиугольной фермы решается с помощью стального башмака более простой конструкции, так как в нем соединяется деревянная стойка и опорный стержень нижнего пояса, в котором не действует продольная сила.

Опорный узел треугольной фермы с нисходящими раскосами решается с учетом того, что в стержнях решетки треугольных ферм действуют значительно большие усилия, чем в решетке сегментных. В треугольных фермах сжатые раскосы крепятся лобовыми упорами в полке стальных уголкового коротышей, приваренных к полкам уголков нижнего пояса, и закрепляются стальными накладками и ботами.

Опорный узел брусчатой треугольной фермы выполняют в виде лобовой врубки. В концевой части бруса нижнего пояса вырезают треугольное гнездо, в которое вводят нижнюю часть торца бруса верхнего пояса – «зуб», упирающийся в рабочую площадь гнезда. Глубина врубки должна быть не более $1/3$ высоты сечения нижнего бруса, а расстояние от ее вершины до конца нижнего бруса – не менее $1,5$ высоты его сечения для получения достаточных площадей растяжения и скалывания. Врубка должна быть центрирована по осям опоры, верхнего пояса и ослабленного врубкой сечения нижнего пояса, чтобы в этом сечении не возникло кроме растягивающих усилий еще изгибающих моментов.

Пример 15

Сконструировать опорный узел треугольной дощатой фермы с двойными поясами.

Решение.

Опорный узел устраивается с помощью дощатых накладок, прокладок и болтов. Доски решетки вводят в зазоры между досками поясов и крепят болтами.

Задания к практическому занятию

Сконструировать опорный узел:

- треугольной дощатой фермы из одиночных досок;
- многоугольной брусчатой фермы;
- цельнодеревянной фермы;
- клеедеревянной фермы.

Вопросы к самостоятельной работе к практическому занятию

1. Почему для изготовления узлов ферм требуется меньше материалов, чем для изготовления узлов арок и рам?
2. Какой основной недостаток узлов деревянных ферм?
3. Какое соединение деревянных конструкций в узлах являются наиболее надежными?
4. Как решается опорный узел треугольной фермы с нисходящими раскосами?

ПРАКТИЧЕСКАЯ ПОДГОТОВКА № 29. КОНСТРУИРОВАНИЕ КОНЬКОВОГО УЗЛА

Теоретическая часть

Коньковый узел сегментных клеедеревянных ферм решается с помощью двусторонних клеедеревянных накладок, стальных диафрагм и болтов. В узле ферм небольших пролетов раскосы решетки крепятся стальными накладками к болту, пропущенному через центр узла. В узле ферм больших пролетов эти накладки крепятся к стальной диафрагме швеллерообразного профиля со стержнями с нарезкой и гайками, приваренными к ее оси.

Узлы треугольных и пятиугольных брусчатых ферм со стальными или деревянными поясами решаются с применением стальных креплений, лобовых упоров, лобовых врубок, болтовых и сварных соединений.

Пример 16

Сконструировать коньковый узел треугольной дощатой фермы из одиночных досок.

Решение

Коньковый узел треугольной дощатой фермы из одиночных досок решается с применением стальных зубчатых пластин. Стержни фермы имеют однодощатые сечения одинаковой толщины и находятся в одной плоскости. Узел соединяется двумя зубчатыми пластинами, зубья которых впрессовываются с обеих сторон.

Задания к практическому занятию

Сконструировать коньковый узел:

- треугольной дощатой фермы из одиночных досок;
- многоугольной брусчатой фермы;
- цельнодеревянной фермы;
- клеедеревянной фермы.

Вопросы к самостоятельной работе к практическому занятию

1. С помощью какого крепления решается коньковый узел треугольной клеедеревянной фермы?
2. Как решается коньковый узел клеедеревянной фермы с восходящими раскосами?
3. Как выполняют коньковый узел брусчатой деревянной фермы?
4. Как решается коньковый узел сегментных ферм?

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ №30. ОЦЕНКА ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЙ СТРОИТЕЛЬНОЙ ПЛОЩАДКИ. ПОСТРОЕНИЕ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКОГО РАЗРЕЗА ПЛОЩАДКИ СТРОИТЕЛЬСТВА

Теоретическая часть

При оценке инженерно-геологических условий рассматриваются следующие вопросы:

1. Географическое положение площадки.
2. Геологическая характеристика площадки.
3. Гидрогеологические условия.
4. Основные и дополнительные показатели физических свойств грунтов.
5. Характеристики физического состояния и сжимаемости грунтов.
6. Расчетное сопротивление каждого вида грунта (по глубине слоев).
7. Расчетная глубина промерзания грунтов и их пучинистые свойства.

Вначале на плане строительной площадки в масштабе намечают пятно застройки, располагая здание так, чтобы оно в меньшей степени испытывало возможные неравномерные осадки. Устанавливают планировочную отметку (DL). В пределах пятна застройки намечают геологический разрез, применительно к которому осуществляют оценку инженерно-геологических условий и на котором схематично наносят подземную часть здания или сооружения с указанием отметок.

Для каждого пласта, имеющего номер, по заданным характеристикам грунта вычисляют дополнительные, необходимые для дальнейших расчетов; классифицируют грунты и устанавливают их свойства в соответствии с ГОСТами [3].

Вычисление дополнительных характеристик рекомендуется выполнять в такой последовательности: плотность скелета (сухого) фунта (p_d); коэффициент пористости (e), пористость (n), полная влагопроницаемость (w_{sat}), степень влажности (S_r), удельный вес грунта с учетом взвешивающего действия воды (γ_{sb}); число пластичности (I_p), показатель текучести (I_L), коэффициент относительной сжимаемости (m_v).

После вычисления каждого из указанных показателей следует дать соответствующую характеристику грунта (плотность сложения песчаных грунтов, консистенция пылевато-глинистых, их наименование, водонасыщенность, сжимаемость). Расчетную глубину промерзания (d_f) определяют по формуле 18 [3], а нормативную (d_{fn}) по формуле 17 [3] или ориентировочно по карте нормативных глубин промерзания (рис. 4 [3]).

Для всех грунтов основания определяют их расчетные сопротивления по формуле (33) [3] при ширине подошвы $b = 1$ м.

При определении R для первого слоя глубина заложения фундамента d выбирается исходя из конструктивных особенностей здания или глубины промерзания. Для последующих слоев глубину заложения принимают равной расстоянию от поверхности планировки площадки строительства (DL) до отметки на 0,3 м ниже кровли этого слоя.

Оценка инженерно-геологических условий завершается заключением, в котором делаются выводы о возможности строительства проектируемого сооружения на рассмотренной площадке, выборе несущего слоя грунта фундамента на естественном основании или свайного, а также даются рекомендации о целесообразности рассмотрения других вариантов фундаментов. В заключении оценивается сжимаемость грунтов основания фундаментов, возможные его неравномерные деформации; определяется наличие или отсутствие слабого подстилающего слоя; даются предварительные рекомендации по устройству гидроизоляции подземных частей сооружения, учету пучинистых свойств грунтов при подготовке оснований и устройстве фундаментов; приводятся соображения по проектированию водоотлива или водопонижения при разработке котлована исходя из гидрологических условий и фильтрационных свойств грунта.

Пример. По трем таблицам скважин и шурфа необходимо построить на миллиметровой инженерно-геологический разрез. Рекомендуемые масштабы: вертикальный 1 : 100, горизонтальный 1 : 400. Нанести места отбора образцов грунта и уровень подземных вод. Выполненный инженерно-геологический профиль строительной площадки показана на рисунке 1.

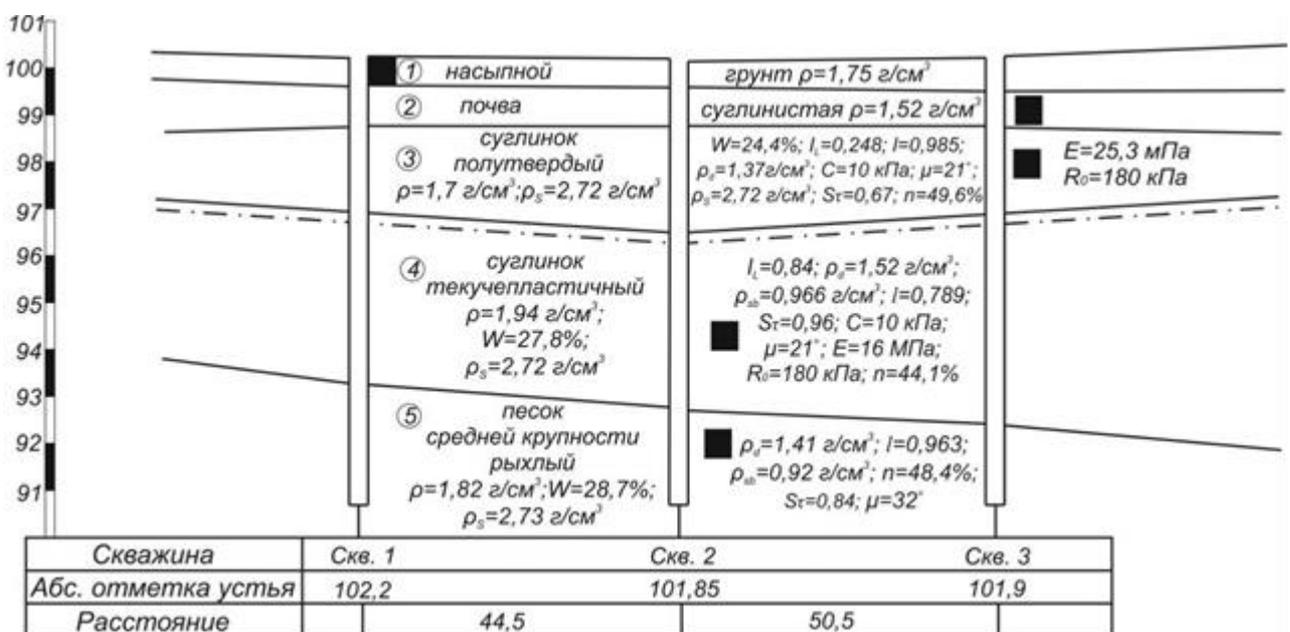


Рисунок 1 – Инженерно-геологический разрез

Определение классификационных и физических характеристик пылевато-глинистых грунтов.

Физические, классификационные и деформационные характеристики каждого инженерно-геологического элемента определяют по формулам параграфа 2 [3].

Определение характеристик грунта ведется в следующей последовательности по формулам:

1. Определяется удельный вес грунта:

$$\gamma = \rho \cdot g,$$

где ρ – плотность грунта; $g=9,8 \text{ м/с}^2$ – ускорение свободного падения;

2. Удельный вес частиц грунта:

$$\gamma_s = \rho_s \cdot g,$$

где ρ_s – плотность частиц грунта;

3. Устанавливают, является ли данный грунт песчаным или пылевато-глинистым. Вопрос решается в зависимости от величины числа пластичности I_p и сведений о гранулометрическом составе.

Числом пластичности I_p называется разность границы текучести w_L и границы раскатывания w_p , т. е.

$$I_p = w_L - w_p.$$

где w_L – влажность грунта на границе текучести,

w_p – то же, на границе раскатывания (пластичности);

Для песчаных грунтов $I_p < 0,01$; для глинистых - $I_p > 0,01$. Такой вывод должен быть подтвержден также рассмотрением гранулометрического состава грунта.

Таблица 1 – Виды пылевато-глинистых грунтов

Наименование видов пылевато-глинистых грунтов	Число пластичности
Супесь	$0,01 < I_p \leq 0,07$
Суглинок	$0,07 < I_p \leq 0,17$
Глина	$I_p > 0,17$

4. Подсчитывается коэффициент пористости грунта e :

$$e = \frac{\gamma_s}{\gamma} (1 + w) - 1$$

где γ_s - удельный вес частиц грунта; γ - удельный вес грунта; w - весовая

влажность грунта в долях единицы.

5. Подсчитывается показатель текучести пылевато-глинистого грунта:

$$I_L = \frac{\omega - \omega_p}{\omega_L - \omega_p},$$

где ω – природная влажность грунта;

В зависимости от величины показателя текучести определяется наименование пылевато-глинистого грунта по консистенции согласно таблицы 2.

Таблица 2 – Наименование пылевато-глинистых грунтов по консистенции

Наименование грунтов		Показатель текучести
Супеси	твердые	$I_L < 0$
	пластичные	$0 < I_L \leq 1$
	текучие	$I_L > 1$
Суглинки и глины	твердые	$I_L < 0$
	полутвердые	$0 < I_L \leq 0,25$
	тугопластичные	$0,25 < I_L \leq 0,5$
	мягкопластичные	$0,5 < I_L \leq 0,75$
	текучепластичные	$0,75 < I_L < 1$
	текучие	

7. Степень влажности грунта:

$$S_r = \frac{\omega \cdot \gamma_s}{e \cdot \gamma_w},$$

где $\gamma_w = 10$ кН/см³ – удельный вес воды;

Пример. Выполним послойную оценку грунтов площадки строительства представленной на инженерно-геологическом разрезе на рисунке 1.

ИГЭ 1. Насыпной грунт. Мощность слоя изменяется от 0 до 1,0 м. Плотность насыпного слоя составляет $\rho = 1,72$ г/см³. Физико-механические свойства не определяются.

ИГЭ 2. Почва суглинистая. Мощность слоя составляет от 0 до 0,7 м. Плотность насыпного слоя составляет $\rho = 1,52$ г/см³. Физико-механические свойства не определяются.

ИГЭ 3. Мощность слоя составляет от 1,1 до 1,8 м. Исходные данные: $W = 24,4$ %, $\rho = 1,70$ г/см³, $\rho_s = 2,72$ г/см³, $W_p = 20,9$ %, $W_L = 35,0$ %.

1. КЛАССИФИКАЦИОННЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ГРУНТА.

1. Число пластичности

$$J_p = W_L - W_p = 35,0 - 20,9 = 14,1 \%,$$

по таблице 1 или таблице 11 [3] ИГЭ 3 относится к суглинкам.

1. Показатель текучести

$$J_L = (W - W_p) / (W_L - W_p) = (24,4 - 20,9) / (35,0 - 20,9) = 0,248,$$

по таблице 2 или таблице 13 [3] ИГЭ 3 суглинок полутвердый.

II. ФИЗИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ГРУНТА

1. Плотность скелета грунта

$$\rho_d = \rho / (1 + W/100) = 1.70 / (1 + 24,4/100) = 1.37 \text{ г/см}^3.$$

2. Коэффициент пористости грунта

$$e = (\rho_s - \rho_d) / \rho_d = (2.72 - 1.37) / 1.37 = 0.985.$$

3. Пористость грунта

$$n = (1 - \rho_d / \rho_s) 100\% = (1 - 1.37 / 2.72) 100\% = 49.6\%.$$

4. Степень влажности грунта

$$S_r = W \rho_s / (100 e \rho_w) = 24.4 \times 2.72 / (100 \times 0.985 \times 1.0) = 0.67,$$

по таблице 7 [3] суглинок влажный.

Поскольку суглинок находится во влажном состоянии, то необходимо определять влажность на случай аварийного замачивания, т.е. при $S_r = 0.85$

$$W_{0.85} = S_r \cdot 100 e \rho_w / \rho_s = 0.85 \times 100 \times 0.985 \times 1.0 / 2.72 = 30.8\%$$

Тогда показатель текучести

$$J_L = (W_{0.85} - W_P) / (W_L - W_P) = (30.8 - 20.9) / (35.0 - 20.9) = 0.70.$$

Поскольку при аварийном замачивании или подъеме УПВ показатель текучести $J_L = 0.7 > 0.5$, то необходима проверка возможного нестабилизированного состояния грунта. Определяемый коэффициент консолидации пылевато-глинистого грунта $C_v = k_f / (m_v \gamma_w) = (6 \times 10^{-9} \times 3.1536 \times 10^5) / (54 \times 10^{-6} \times 10) = 0,35 \text{ м}^2/\text{год} = 0.35 \times 10^4 \text{ см}^2/\text{год}$, здесь $k_f = 6 \times 10^{-9} \text{ см/с}$ – коэффициент фильтрации суглинка, $1 \text{ см/с} = 3,1536 \times 10^5 \text{ м/год}$ – переводный коэффициент.

Полученная величина коэффициента консолидации суглинка $C_v = 0.35 \times 10^4 \text{ см}^2/\text{год}$, следовательно в случае аварийного замачивания или подъема уровня грунтовых вод суглинок ИГЭ 3 будет находиться в нестабилизированном состоянии.

ИГЭ 4. Мощность слоя составляет от 4,4 до 4,9 м. Исходные данные: $W = 27.8\%$, $\rho = 1.94 \text{ г/см}^3$, $\rho_s = 2.72 \text{ г/см}^3$; $W_L = 30.0\%$, $W_P = 16.6\%$.

I. КЛАССИФИКАЦИОННЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ГРУНТА.

1. Число пластичности

$$J_p = W_L - W_P = 30,0 - 16,6 = 13.4 \%,$$

по таблице 11 [3] ИГЭ 4 относится к суглинкам.

2. Показатель текучести

$$J_L = (W - W_P) / (W_L - W_P) = (27.8 - 16.6) / (30.0 - 16.6) = 0.84,$$

по таблице 13 [3] ИГЭ 4 суглинок текучепластичный.

II. ФИЗИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ГРУНТА

1. Плотность скелета грунта

$$\rho_d = \rho / (1 + W/100) = 1.94 / (1 + 27.8/100) = 1.52 \text{ г/см}^3.$$

2. Коэффициент пористости грунта

$$e = (\rho_s - \rho_d) / \rho_d = (2.72 - 1.52) / 1.52 = 0.789.$$

3. Пористость грунта

$$n = (1 - \rho_d / \rho_s) 100\% = (1 - 1.52 / 2.72) 100\% = 44.1\%.$$

4. Степень влажности грунта

$$S_r = W \rho_s / (100 e \rho_w) = 27.8 \times 2.72 / (100 \times 0.789 \times 1.0) = 0.96,$$

по таблице 7 [3] суглинок насыщен водой.

5. Поскольку ИГЭ 4 текучепластичный находится ниже УПВ, то необходимо определить плотность грунта с учетом взвешенного действия воды

$$\rho_{sb} = (\rho_s - \rho_w) / (1 + e) = (2.72 - 1.0) / (1 + 0.789) = 0.966 \text{ г/см}^3.$$

Поскольку в природном залегании $J_L = 0.84 > 0.5$ и $S_r = 0.96 > 0.85$, то необходима проверка нестабилизированного состояния грунта.

Определяем коэффициент консолидации суглинка

$$C_v = k_f / (m_v \gamma_w) = (7 \times 10^{-8} \times 3.1536 \times 10^5) / (38.9 \times 10^{-6} \times 10) = 56.8 \text{ м}^2/\text{год} = 56.8 \times 10^4 \text{ см}^2/\text{год},$$

здесь $k_f = 7 \times 10^{-8} \text{ см/с}$ – коэффициент фильтрации суглинка.

Полученная величина коэффициента консолидации суглинка

$C_v = 0.568 \times 10^6 \text{ см}^2/\text{год} < 10^7 \text{ см}^2/\text{год}$, следовательно в природном состоянии суглинок ИГЭ 4 будет находиться в нестабилизированном состоянии.

Определение крупности и физических характеристик песчаных грунтов.

Для песчаного грунта классификационные характеристики грунта не определяют, а наименование грунта определяется в зависимости от гранулометрического состава по таблице 3.

Таблица 3 – Наименование грунтов по крупности

Наименование видов крупнообломочных и песчаных грунтов	Распределение частиц по крупности в % от веса сухого грунта
Крупнообломочные	
грунт галечниковый (при преобладании неокатанных частиц - щебенистый)	вес частиц крупнее 10 мм составляет более 50%
грунт гравийный (при преобладании	вес частиц крупнее 2 см составляет бо-

неокатанных частиц - дресвяный)	лее 50%
Песчаные	
песок гравелистый	вес частиц крупнее 2 мм составляет более 25 %
песок крупный	вес частиц крупнее 0,5 мм составляет более 50 %
песок средней крупности	вес частиц крупнее 0,25 мм составляет более 50 %
песок мелкий	вес частиц крупнее 0,1 мм составляет более 15 %
песок пылеватый	вес частиц крупнее 0,1 мм составляет менее 75 %

Затем определяется плотность сложения песчаного грунта зависимости от коэффициента пористости в соответствии с таблицей 4.

Таблица 4 – Наименование песчаных грунтов по плотности

Наименование видов песчаных грунтов	Плотность сложения песчаных грунтов		
	плотные	средней плотности	рыхлые
Пески гравелистые крупные и средней крупности	$e < 0,55$	$0,55 \leq e \leq 0,70$	$e > 0,70$
Пески мелкие	$e < 0,60$	$0,60 \leq e \leq 0,75$	$e > 0,75$
Пески пылеватые	$e < 0,60$	$0,60 \leq e \leq 0,80$	$e > 0,80$

Далее определяется степень влажности s_r (отношение объема воды в порах грунта к общему объему пор) по формуле:

$$S_r = \frac{w\gamma_s}{e\gamma_w},$$

где γ_w - удельный вес воды.

В зависимости от величины s_r песчаный грунт может быть:

- маловлажным: $0 < s_r < 0,5$,
- влажным: $0,5 < s_r < 0,8$,
- насыщенным: $0,8 < s_r < 1$.

Пример. Выполнить оценку песчаного грунта площадки строительства, инженерно-геологический разрез представлен на рисунке 1.

ИГЭ 5. Вскрытая мощность слоя составляет 1,9 м. Исходные данные: $W=28,7\%$, $\rho=1,82 \text{ г/см}^3$, $\rho_s=2,73 \text{ г/см}^3$; W_L -, W_p -.

Поскольку характерные влажности грунта W_L - и W_P отсутствуют, то следовательно это песок и классификационные характеристики грунта не определяют, а определяют крупность песка по гранулометрическому составу.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ КРУПНОСТИ ПЕСКА

Таблица 5 - Гранулометрический состав ИГЭ 5

Гранулометрический состав, % (размер частиц в мм)							
>2.0	0.5-2.0	0.25-0,5	0.1-0.25	0.05-0.1	0.01-0.05	0.005-0.05	<0.005
2.3	13.4	46.3	33.7	2.5	1.4	0.4	.

Для определения крупности песка последовательно суммируем проценты частиц исследуемого грунта сначала крупнее 2 мм, затем крупнее 0,5 мм и т.д. Крупность песка определяем таблице 3 или по таблице 4 [3].

Содержание песка (в процентах) крупнее 2 мм

$2,3\% < 25\%$, следовательно песок не гравелистый.

Содержание песка (в процентах) крупнее 0,5 мм

$2,3+13,4=15,7\% < 50\%$, следовательно песок не крупный.

Содержание песка (в процентах) крупнее 0,25 мм

$2,3+13,4+46,3=62,0\% > 50\%$, следовательно песок средней крупности.

ФИЗИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ГРУНТА

1. Плотность скелета грунта

$$\rho_d = \rho / (1 + W/100) = 1.82 / (1 + 28.7/100) = 1.41 \text{ г/см}^3.$$

2. Коэффициент пористости грунта

$$e = (\rho_s - \rho_d) / \rho_d = (2.73 - 1.41) / 1.41 = 0.936.$$

Для песков необходимо сделать вывод по величине коэффициента пористости по таблице 10 [3]. Для песка средней крупности при $e=0,936 > 0,7$ делаем вывод, что пески в рыхлом состоянии.

3. Пористость грунта

$$n = (1 - \rho_d / \rho_s) 100\% = (1 - 1.41 / 2.73) 100\% = 48.4\%.$$

4. Степень влажности грунта

$$S_r = W \rho_s / (100 e \rho_w) = 28.7 \times 2.73 / (100 \times 0.936 \times 1.0) = 0.84,$$

по таблице 7 [3] суглинок насыщен водой.

5. Плотность грунта с учетом взвешенного давления воды

$$\rho_{sb} = (\rho_s - \rho_w) / (1 + e) = (2.73 - 1.0) / (1 + 0.936) = 0.92 \text{ г/см}^3.$$

Задание для практического занятия

Выполнить комплексную оценку инженерно-геологических условий площадки строительства, построить инженерно-геологический разрез, определить классификационные и физические характеристики грунта. Исходные данные для решения задач в ходе выполнения практической работы предлагаются каждому студенту в виде индивидуального задания.

Ответьте на вопросы:

1. Что такое инженерно-геологический разрез?
2. Какие данные отображаются на инженерно-геологический разрез?
3. Какие параметры грунта относятся к физическим характеристикам?
4. Для чего определяется число пластичности грунта?
5. Как определяется и что показывает показатель текучести грунта?
6. Как классифицируют песчаные грунты?

ПРАКТИЧЕСКАЯ ПОДГОТОВКА №31. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ДЕФОРМАЦИОННЫХ ХАРАКТЕРИСТИК ГРУНТОВ. ОПРЕДЕЛЕНИЕ КАТЕГОРИИ ГРУНТА ПО СЕЙСМИЧЕСКИМ СВОЙСТВАМ

Теоретическая часть

2.1 Определение деформационных характеристик грунтов

Компрессионные испытания — наиболее распространенный вид лабораторных исследований для определения деформационных характеристик (свойств) грунтов. Компрессия — это процесс сжатия фунта без возможности бокового расширения ($\epsilon_x = \epsilon_y = 0$), т.е. уплотнение образца без его разрушения.

Деформационные свойства грунтов оценивают по модулю деформации грунта (E) и результатам компрессионных и штамповых испытаний, с помощью следующих формул:

$$E = \frac{\beta}{m_v},$$

Модуль деформации:

где m_v - коэффициент относительной сжимаемости:

$$m_v = \frac{m_0}{1 + e_0},$$

где e_0 – начальный коэффициент пористости

m_0 – коэффициент сжимаемости;

$$m_0 = (e_1 - e_2) / (p_2 - p_1)$$

P_1 и P_2 – давления, при которых определяются соответствующие значения коэффициентов пористости e_1 и e_2 .

$$\beta = 1 - \frac{2 \cdot \nu^2}{1 - \nu},$$

где ν – коэффициент Пуассона:

$\nu = 0,3$ – для песков, супесей,

$\nu = 0,35$ – для суглинков,

$\nu = 0,42$ – для глин;

Пример. Выполним определение деформационных характеристик грунтов.

ПО РЕЗУЛЬТАТАМ КОМПРЕССИОННЫХ ИСПЫТАНИЙ

Образец грунта отобран на глубине 1,5 м.

Таблица 6 - Компрессионная зависимость

Р, кПа	0	50	100	200	400
--------	---	----	-----	-----	-----

e	0,825	0,816	0,805	0,795	0,785
---	-------	-------	-------	-------	-------

Строим график зависимости коэффициента пористости от вертикального давления (рисунок 2).

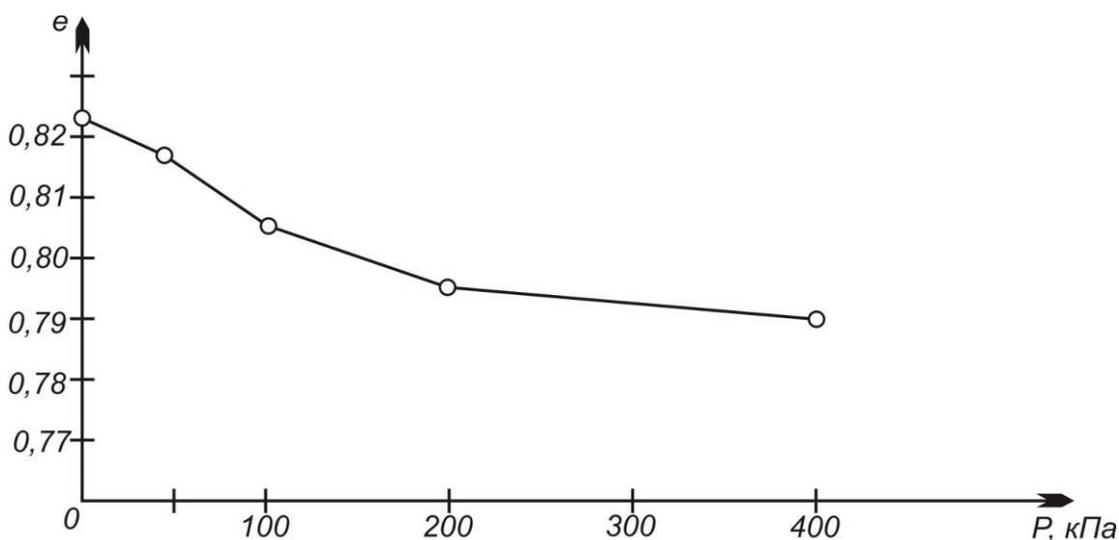


Рисунок 2 – Компрессионная кривая

1. Коэффициент сжимаемости

$$m_0 = (e_1 - e_2) / (p_2 - p_1) = (0.805 - 0.795) / (200 - 100) = 0.0001 \text{ кПа}^{-1}.$$

2. Коэффициент относительной сжимаемости

$$m_v = m_0 / (1 + e_0) = 0.0001 / (1 + 0.825) = 0.000054 \text{ кПа}^{-1}.$$

3. Коэффициент Пуассона и коэффициент бокового давления для суглинка

$$\nu = 0.35, \beta = 1 - 2\nu^2 / (1 - \nu) = 1 - 2 \times 0.35^2 / (1 - 0.35) = 0.62 /$$

4. Компрессионный модуль деформации

$$E_K = \beta / m_v = 0.62 / 0.000054 = 11540 \text{ кПа} = 11,5 \text{ МПа}.$$

5. Модуль общей деформации

$$E = m_K E_K = 2.2 \times 11.5 = 25.3 \text{ МПа},$$

здесь $m_K = 2,2$ – корректировочный коэффициент, принят по таблице 22 [3].

Если значение модуля общей деформации превышает 50 МПа, то следует принять величину корректировочного коэффициента $m_K = 1,0$, т.е. $E = E_K$.

ПОРЕЗУЛЬТАТАМ ШТАМПОВЫХ ИСПЫТАНИЙ

Глубина испытаний грунтов 4,0м.

Таблица 7 - Результаты штамповых испытаний

P, кПа	0	50	100	150	200	250	300	350	400
S, мм	0	1,76	3,51	5,26	7,01	8,80	11,96	14,54	20,51

Строим график зависимости осадки от вертикального давления (рисунок 3).

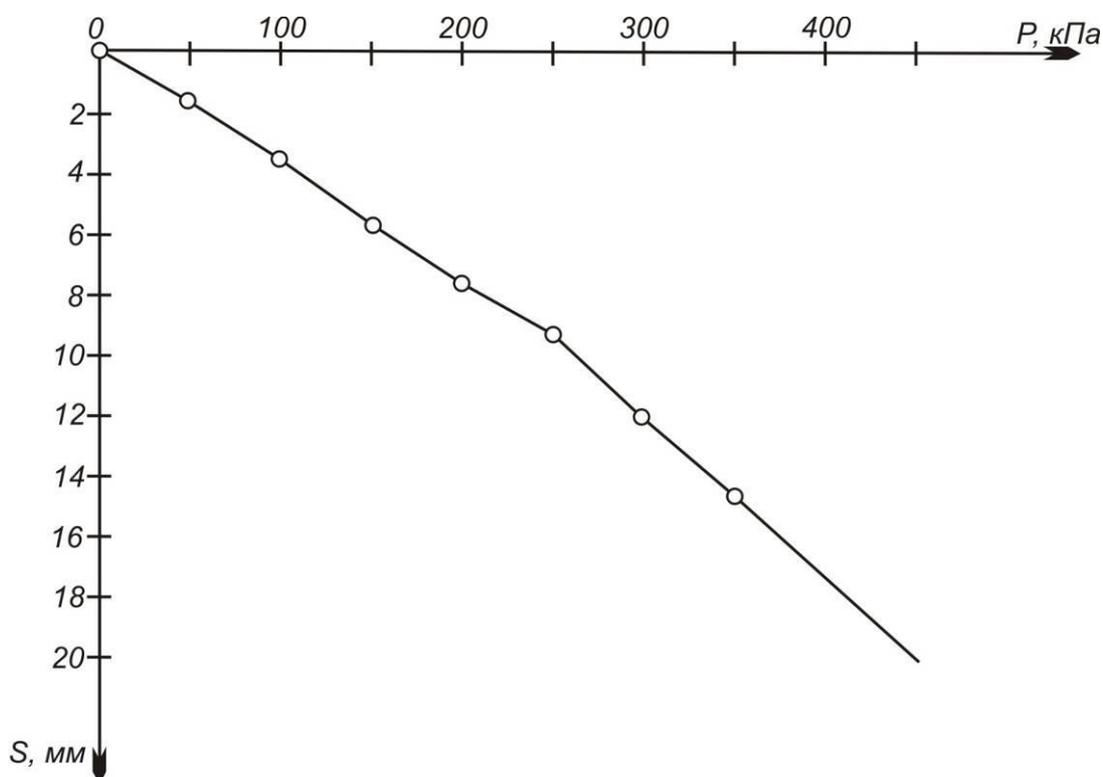


Рисунок 3 – Зависимость осадки от давления

1. Определяем природное давление на глубине 4,0м

$$\Sigma_{zg} = \Sigma \gamma_i h_i = 17.5 \times 0.4 + 15.2 \times 0.5 + 17.0 \times 1.1 + 9.66 \times 2.0 = 52.6 \text{ кПа.}$$

2. Выбираем линейный участок на графике зависимости $S=f(P)$ от природного давления (≈ 50 кПа) до конца линейного участка (250 кПа).

$$\Delta P = 250 - 50 = 200 \text{ кПа, } \Delta S = 8.8 - 1.76 = 7.04 \text{ мм} = 0,704 \text{ см.}$$

3. определяем модуль деформации грунта

$$E = (1 - \nu^2) \omega d \Delta P / \Delta S = (1 - 0.35^2) 0.8 \times 80 \times 200 / 0.704 = 15950 \text{ кПа} = 15,95 \text{ МПа,}$$

здесь $d=80$ см – диаметр штампа, $\omega=0,8$ – безразмерный коэффициент.

Все полученные значения физических и деформационных характеристик грунта необходимо показать на инженерно-геологическом разрезе (рисунок 1).

Определение категории грунта по сейсмическим свойствам

Нормы не рекомендуют опирать фундаменты мелкого заложения на грунты III категории по сейсмическим свойствам. По определённым категориям грунтов по сейсмическим свойствам в пределах 10-метровой толщи определяется категория всего основания по сейсмическим свойствам и корректируется сейсмичность строительной площадки: для оснований II категории сейсмичность строительной площадки остаётся равной сейсмич-

ности района строительства; для оснований III категории сейсмичность строительной площадки увеличивается на один балл.

В СНиП II-7-81* Строительство в сейсмических районах [7], для песчаных грунтов приведены три классификационные характеристики песков – названия песков по крупности частиц, по плотности сложения и по степени водонасыщения. Для глинистых грунтов используются их наименования по глинистости (по числу пластичности – супеси, суглинки, глины), граничное значение консистенции $I_L = 0,5$ и граничные значения коэффициента пористости $e = 0,7$ для супеси и $0,9$ для суглинков и глин.

Отнесение грунта к определенной категории осуществляется в соответствии с таблицей 8.

Таблица 8 (Таблица 1 СНиП II-7-81*) – Категории грунтов по сейсмическим свойствам

Категория грунта по сейсмическим свойствам	Грунты	Сейсмичность площадки строительства при сейсмичности района, баллы		
		7	8	9
I	Скальные грунты всех видов (в том числе вечномерзлые и вечномерзлые оттаявшие) неветрелые и слабоветрелые; крупнообломочные грунты плотные маловлажные из магматических пород, содержащие до 30 % песчано-глинистого заполнителя; ветрелые и сильноветрелые скальные и нескальные твердомерзлые (вечномерзлые) грунты при температуре минус 2 °С и ниже при строительстве и эксплуатации по принципу I (сохранение грунтов основания в мерзлом состоянии)	6	7	8
II	Скальные грунты ветрелые и сильноветрелые, в том числе вечномерзлые, кроме отнесенных к I категории; крупнообломочные грунты, за исключением отнесенных к I категории; пески гравелистые, крупные и средней крупности плотные и средней плотности маловлажные и влажные; пески мелкие и пылеватые плотные и средней плотности маловлажные; глинистые грунты с показателем консистенции $I_L < 0,5$ при коэффициенте пористости $e < 0,9$ для глин и суглинков и $e < 0,7$ – для супесей; вечномерзлые нескальные грунты пластичномерзлые или сыпучемерзлые, а также твердомерзлые при температуре выше минус 2 °С при строительстве и эксплуатации по принципу I	7	8	9
III	Пески рыхлые независимо от влажности и крупности; пески гравелистые, крупные и средней крупности плотные и средней плотности водонасыщенные; пески мелкие и пылеватые плотные и средней плотности влажные и водонасыщенные; глинистые грунты с показателем консистенции I_L	8	9	>9

	> 0,5; глинистые грунты с показателем консистенции $I_L < 0,5$ при коэффициенте пористости $e \geq 0,9$ для глин и суглинков и $e \geq 0,7$ – для супесей; вечномёрзлые нескальные грунты при строительстве и эксплуатации по принципу II (допускается оттаивание грунтов основания)			
--	--	--	--	--

Определение категории пылевато-глинистого грунта по сейсмическим свойствам

Глинистые грунты могут относиться ко II или III категории по сейсмическим свойствам. Ко II категории относятся грунты с консистенцией $I_L \leq 0,5$ при коэффициенте пористости $e < 0,9$ для глин и суглинков и $e < 0,7$ – для супесей (см. табл. 8). К худшей III категории по сейсмическим свойствам относятся глинистые грунты с показателем консистенции $I_L > 0,5$; глинистые грунты с показателем консистенции $I_L < 0,5$ при коэффициенте пористости $e \geq 0,9$ для глин и суглинков и $e \geq 0,7$ – для супесей. В таблице 1 СНиП II-7-81* влияние степени влажности не оговорено, но в примечании 2 рекомендуется определять категорию грунта «в зависимости от свойств грунта (влажности, консистенции) в замоченном состоянии».

В реальном проектировании при изысканиях определяются характеристики грунта в естественном состоянии и – когда грунт не водонасыщен – при полном замачивании.

Определение категории песчаных грунтов по сейсмическим свойствам

Сейсмическое воздействие песчаных грунтов увеличивается с увеличением их влажности и с уменьшением плотности сложения. Все водонасыщенные пески ($S_r > 0,8$), а также все пески, находящиеся ниже уровня подземных вод (где $S_r = 1,0$) – это пески III категории по сейсмическим свойствам. К III категории относятся все пески рыхлые. Некоторые исключения к определению категории по сейсмическим свойствам имеются для песков мелких и пылеватых. Ко II категории по сейсмическим свойствам относятся «пески мелкие и пылеватые плотные и средней плотности маловлажные» (а для всех более крупных песков – маловлажные и влажные). Соответственно, к пескам худшей III категории по сейсмическим свойствам относятся «пески рыхлые независимо от влажности и крупности; пески гравелистые, крупные и средней крупности плотные и средней плотности водонасыщенные», а «пески мелкие и пылеватые плотные и средней плотности *влажные* и водонасыщенные» (см. таблицу 1 СНиП II-7-81* [7]).

Анализ инженерно-геологических условий площадки строительства, выбор основного варианта фундамента.

На основании расчетов выполненных ранее было установлено, что в основании площадки строительства на разведанную глубину залегают пять инженерно-геологических элементов (рисунок 1) со следующими характеристиками:

ИГЭ 1. Насыпной грунт, мощность от 0 до 1,0 м. Категория по сейсмическим свойствам – III. Основанием фундаментов служить не может.

ИГЭ 2. Почва суглинистая, мощностью от 0 до 0,7 м. Категория по сейсмическим свойствам – III. Основанием фундаментов служить не может.

ИГЭ 3. Суглинок полутвердый мощностью от 1,1 до 1,8 м.

Условное расчетное сопротивление по таблице 47 [3] $R_0 = 180 \text{ кПа} > 100 \text{ кПа}$, $E = 25.3 \text{ МПа} > 5 \text{ МПа}$. Следовательно, основанием фундаментов мелкого заложения служить может.

В случае аварийного замачивания или повышения уровня подземных вод суглинок будет находиться в нестабилизированном состоянии. Тогда угол внутреннего трения в запас надежности оснований следует принять $\varphi = 0$.

Основанием свайных фундаментов служить не может из за малой глубины слоя. Категория грунтов по сейсмическим свойствам - III, т.к. $J_L = 0.248 < 0.5$, но $e = 0.985 > 0.9$.

ИГЭ 4. Суглинок текучепластичный мощностью 4.4...4.9 м.

Условное расчетное сопротивление по таблице по таблице 47 [3] $R_0 = 180 \text{ кПа} > 100 \text{ кПа}$, $E = 16 \text{ МПа} > 5 \text{ МПа}$. Основанием фундаментов мелкого заложения служить может. В природном состоянии суглинок находится в нестабилизированном состоянии, следовательно размеры подошвы фундамента должны быть определены при $\varphi = 0$.

Основанием свайных фундаментов служить не может, т.к. $J_L = 0.84 > 0.6$.

Категория грунтов по сейсмическим свойствам - III, т.к. $J_L = 0.84 > 0.5$.

ИГЭ 5. Песок средней крупности рыхлый, вскрытая мощность 1.9 м.

Основанием фундаментов мелкого заложения служить не может, т.к. кровля слоя находится на глубине более 5 м.

Основанием свайных фундаментов служить, не может, т.к. рыхлые пески не рекомендуются в качестве оснований свайных фундаментов, а в сейсмических районах запрещены.

Категория грунтов по сейсмическим свойствам - III, так как рыхлые пески в водонасыщенном состоянии [7].

На основании выполненного анализа инженерно-геологических условий площадки строительства можно сделать следующие выводы:

1. За основание фундаментов *мелкого заложения* принимаем ИГЭ 3 суглинок полутвердый.
2. За основание *свайных фундаментов* может быть принят только ИГЭ 3 и только для коротких свай.
3. Категория грунтов строительной площадки по сейсмическим свойствам - III.

Поскольку категория грунтов по сейсмическим свойствам III, то фундаменты на естественном основании не рекомендуются, необходимо выполнить искусственное основание (гравийные, песчаные подушки или свайные фундаменты).

Задание для практического занятия

Выполнить определения деформационных характеристик грунтов площадки строительства, определение модули деформации грунтов по результатам компрессионных и штамповых испытаний. Определить категории пылевато-глинистого и песчаного грунта по сейсмическим свойствам.

Ответьте на вопросы:

1. Как производятся компрессионные испытания грунтов?
2. Как производятся штамповые испытания грунтов?
3. Влияет ли степень влажности глинистого грунта на категорию грунта по сейсмическим свойствам?
4. Назовите две основные характеристики глинистого грунта, с «ухудшением» которых грунт переходит из II в III категорию по сейсмическим свойствам?

5. Назовите две классификационные характеристики песчаного грунта, с изменением которых песчаный грунт, может быть, отнесёт ко II или III категории по сейсмическим свойствам?
6. Как влияет категория грунта по сейсмическим свойствам на выбор типа фундамента?
7. Какие факторы влияют на выбор типа фундамента? В каких случаях рекомендуется применение искусственных оснований?
8. В каких случаях рекомендуется применение свайного типа фундамента?

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ №32. ФУНДАМЕНТЫ НА ЕСТЕСТВЕННОМ ОСНОВАНИИ. КОНСТРУИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ ФУНДАМЕНТОВ МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ

Теоретическая часть

Расчет ФМЗ начинают с предварительного выбора его конструкции и основных размеров (это глубина заложения фундамента и размер его подошвы).

Далее производят расчет по двум предельным состояниям:

I – Расчет по прочности (устойчивость)

II – Расчет по деформациям, которые являются основным и обязательным для всех ФМЗ.

Расчет по I группе предельных состояний является дополнительным и производится в одном из следующих случаев:

- сооружение расположено на откосе (склоне) или вблизи него;
- на основание передаются значительные по величине горизонтальные нагрузки;
- в основании залегают очень слабые грунты (или текучие и текучепластичные глинистые грунты и т.п.), обладающие малому сопротивлению сдвигу;
- в основании залегают наоборот, очень прочные – скальные грунты.

Установив окончательные размеры фундамента, удовлетворяющие двум группам предельного состояния, переходят к его конструированию .

Пример. Определить нагрузки на фундамент для расчетов по I и II группам предельных состояний при следующих исходных данных.

Таблица 9 – Расчетные нагрузки на фундамент

Сечение колонны, мм	Отметка низа колонны	Вес фонд. балки, $N_{фб}$, кН	Расчетные нагрузки на фундамент по I группе предельных состояний			
			Сочетание нагрузок	N_I , кН	M_I , кН	F_I , кН
400 x 600	-0.80	48.8	1(основное)	1660	205	87
			2(основное)	1580	241	93
			3(сейсмика)	1120	296	110

Ширина фундаментной балки - 0.3 м.

Отметка верхнего обреза монолитного фундамента– 0.15.

Коэффициент надежности по нагрузке следует принимать $\gamma_f = 1.15$

СБОР НАГРУЗОК НА ФУНДАМЕНТЫ. ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАГРУЗОК ДЛЯ РАСЧЕТОВ ПО I И II ГРУППАМ ПРЕДЕЛЬНЫХ СОСТОЯНИЙ

Определяем величину эксцентриситета нагрузки от фундаментной балки (рисунок 4):

$$e = \frac{\alpha_k}{2} + \frac{\delta_{ст}}{2};$$

$$e = \frac{600}{2} + \frac{300}{2} = 450 \text{ мм.}$$

Определяем нагрузку от фундаментной балки для расчетов по I и II группам предельных состояний:

$$N_{\phiбI} = N_{\phiб} \cdot \gamma_n \cdot \gamma_{fI};$$

$$N_{\phiбI} = 48.8 \cdot 0.95 \cdot 1.1 = 51.0 \text{ кН;}$$

$$N_{\phiбII} = N_{\phiб} \cdot \gamma_n;$$

$$N_{\phiбII} = 48.8 \cdot 0.95 = 46.4 \text{ кН;}$$

здесь $\gamma_n=0.95$ – коэффициент надежности по назначению для зданий II класса, $\gamma_{fI}=1.1$ – коэффициент надежности по нагрузке для фундаментной балки.

Определяем нагрузки для расчетов по II группе предельных состояний при коэффициенте надежности по нагрузке $\gamma_{fII} = 1.2$ на верхнем обресе фундаментов (отм. – 0.15).

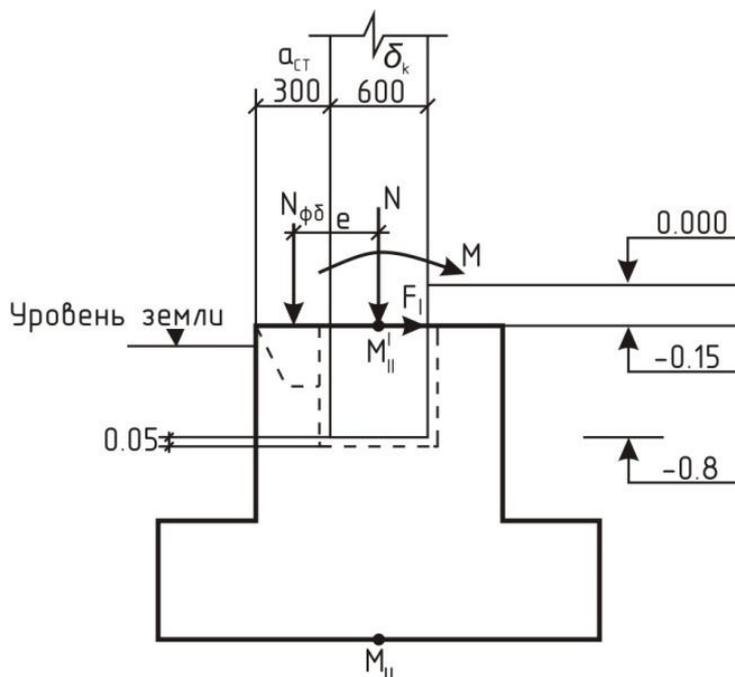


Рисунок 4 – Нагрузки на фундамент

1. Комбинация (сочетание) нагрузок

$$N_{II}^I = \frac{N_I}{\gamma_{fII}} + N_{\phiбII};$$

1

$$N_{II}^I = \frac{1660}{1.2} + 46.6 = 1429.7 \text{ кН};$$

$$M_{II}^I = \frac{M_I}{\gamma_{fII}} - N_{\phi 6II} \cdot e;$$

$$M_{II}^I = \frac{205}{1.2} - 46.4 \cdot 0.45 = 150.0 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$F_{II}^I = \frac{F_I}{\gamma_{fII}};$$

$$F_{II}^I = \frac{87}{1.2} = 72.5 \text{ кН}.$$

2. Комбинация (сочетание) нагрузок

$$N_{II}^I = \frac{1580}{1.2} + 46.6 = 1363,1 \text{ кН};$$

$$M_{II}^I = \frac{241}{1.2} - 46.4 \cdot 0.45 = 180.0 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

2

$$F_{II}^I = \frac{93}{1.2} = 77.5 \text{ кН}.$$

Задание для практического занятия

Определить нагрузки на фундамент для расчетов по I и II группам предельных состояний. Коэффициент надежности по нагрузке следует принять $\gamma_f = 1.15 \dots 1.2$ по усмотрению студента. Ширину фундаментной балки рекомендуется принять 0.3 м. Отметку верхнего обреза монолитного фундамента принять -0.15 . Значения комбинации нагрузок предлагаются каждому студенту в виде индивидуального задания

Исходные данные для решения задач в ходе выполнения практической работы предлагаются каждому студенту в виде индивидуального задания.

Ответьте на вопросы:

1. Исходные данные для проектирования оснований и фундаментов?
2. В чем заключается расчет по первой группе предельных состояний?
3. Вторая группа предельных состояний. Виды деформаций зданий и сооружений?

4. Для чего вводятся коэффициенты надежности по нагрузке назначению?

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ № 33. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ГЛУБИНЫ ЗАЛОЖЕНИЯ ПОДОШВЫ ФУНДАМЕНТА МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ

Теоретическая часть

Глубина заложения подошвы фундаментов мелкого заложения определяется с учетом:

- назначением, а так же конструктивных особенностей здания (наличие подвала, отметки низа колонны);

- геологические и гидрогеологических условий площадки строительства;

- глубины сезонного промерзания грунта;

- глубины заложения фундаментов примыкающих зданий.

При выборе глубины заложения фундаментов рекомендуется:

- предусмотреть минимальное заглубление фундамента в несущий слой грунта на 0,2...0,3 м;

- не оставлять под подошвой фундамента слой грунта малой толщины (менее половины ширины подошвы фундамента), если строительные свойства грунта этого слоя значительно хуже свойств подстилающего слоя;

- не рекомендуется использовать растительный или насыпной слой в качестве основания фундаментов;

- высоту монолитных фундаментов под колонну принимать кратной 300 мм.

Учет ИГУ строительной площадки заключается в выборе несущего слоя грунта. Этот выбор производится на основе предварительной оценки прочности и сжимаемости грунтов. По геологическим разрезам.

Глубину сезонного промерзания грунта необходимо учитывать потому что многие водонасыщенные глинистые грунты обладают пучинистыми свойствами, т.е. увеличивают свой объем при замерзании, за счет образования в них прослоек льда. Замерзание сопровождается подсосом грунтовой воды из ниже лежащих слоев за счет чего толщина прослоек льда еще более увеличивается. Это приводит к возникновению сил пучения по подошве фундамента, которые могут вызвать подъем сооружения.

Основными конструктивными особенностями возводимого сооружения, влияющими на глубину заложения его фундамента, являются: наличие и размеры подвальных помещений, приямков или фундаментов под оборудование; глубина заложения фундаментов примыкающих сооружений; наличие и глубина прокладки подземных коммуникаций

и конструкций самого фундамента.

Глубина заложения фундамента принимается на 0,2-0,5 м ниже отметки пола подвала (или заглубленного помещения), т.е. на высоту фундаментного блока.

Пример. Требуется определить глубину заложения подошвы фундамента промышленного здания. Район строительства г. Пятигорск.

Черные отметки NL, красные отметки DL и отметку пола 0.000 получают при вертикальной привязки здания. В работе студент самостоятельно принимает отметки NL, DL, 0.000. Отметку 0.000 следует принять на 0.2...0.4 м выше отметки NL.

Расчет фундаментов выполняется по скважине 1. Назначаем глубину заложения подошвы фундамента, исходя из следующих соображений.

Минимальная высота монолитного фундамента по конструктивным соображениям, исходя из заданной отметки низа колонны -0.8

$$h_{\phi} = 0.8 - 0.15 + 0.005 + 0.2 = 0.9 \text{ м};$$

здесь 0.05 м – расстояние от низа колонны до дна стакана,

0.2 м – минимальная толщина дна стакана фундамента.

Нормативная глубина промерзания грунта для г. Пятигорска $d_{fn} = 0.8$ м (рисунок 4 [3]). Расчетная глубина промерзания грунта:

$$d_f = K_h \cdot d_{fn} = 0.7 \cdot 0.8 = 0.56 \text{ м};$$

здесь $K_h = 0.7$ – коэффициент, учитывающий тепловой режим здания без подвала с полами по грунту при температуре помещения 10 °С (табл. 37 [3]).

В соответствии с п. 10.9 [3] на площадках, сложенных грунтами III категории по сейсмическим свойствам, рекомендуется предусматривать устройство искусственных оснований. Поскольку с поверхности залегают насыпной и почвенный слои достаточно большой толщины, то предусматриваем устройство гравийной подушки. Принимаем предварительно высоту гравийной подушки 0.7 м.

Окончательно принимаем высоту фундаментов $H_{\phi} = 1.2$ м, отметку подошвы фундамента FL = - 1.35 м и глубину заложения $d = 1.15$ м, которые удовлетворяют вышеизложенным требованиям (рисунок 3).

Задание для практического занятия

Определить глубину заложения подошвы фундамента мелкого заложения в заданных условиях и районе строительства. Исходные данные для решения задач в ходе выполнения практической работы предлагаются каж-

дому студенту в виде индивидуального задания.

Ответьте на вопросы:

1. Какие факторы влияют на выбор глубины заложения фундаментов?
2. Как определяется нормативная глубина промерзания грунта?
3. Как определяется расчетная глубина промерзания грунта?

ПРАКТИЧЕСКАЯ ПОДГОТОВКА № 34. РАСЧЕТ ЦЕНТРАЛЬНО-НАГРУЖЕННЫХ И ВНЕЦЕНТРЕННО НАГРУЖЕННЫХ ФУНДАМЕНТОВ

Теоретическая часть

ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАЗМЕРОВ ПОДОШВЫ ФУНДАМЕНТА

Площадь подошвы предварительно может быть определена из условия:

$$P_{II} \leq R,$$

где: P_{II} – среднее давление под подошвой фундамента от основного сочетания расчетных нагрузок при расчете по деформациям;

R – расчетное сопротивление грунта основания, определяемое по формуле СНиП.

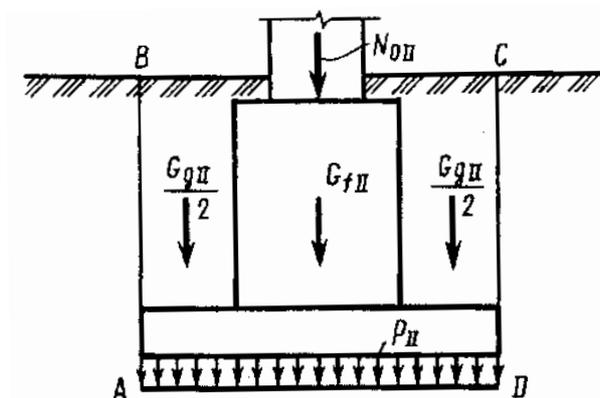


Рисунок 5 – Расчетная схема центрально-нагруженного фундамента

Требуемые размеры подошвы центрально-нагруженных фундамента определяют из условия:

$$P_{II} = \frac{N_{II} + G_f + G_g}{A} \leq R$$

Чем ближе значение P_{II} к R , тем более экономичное решение.

Размеры подошвы внецентренно-нагруженного фундамента определяют, исходя из следующих условий:

$$P_{cp} = \frac{N_{II}^I}{b \cdot l} + \gamma_{mt} \cdot d < R;$$

$$P_{max} = \frac{N_{II}^I}{b \cdot l} + \gamma_{mt} \cdot d + \frac{M_{II}}{W} < 1.2R;$$

$$P_{min} = \frac{N_{II}^I}{b \cdot l} + \gamma_{mt} \cdot d - \frac{M_{II}}{W} > 0;$$

здесь $W = \frac{bl^2}{6}$ – момент сопротивления подошвы фундамента,

$\gamma_{mt}=20\dots22 \text{ кН/м}^3$ – среднее взвешенное значение удельного веса бетона фундамента и грунта на его обрезах,

N_{II}^I и M_{II}^I – нагрузки, приведенные к отметке подошвы фундамента.

Поскольку величина давления под подошвой фундамента (P) и величина расчетного сопротивления грунта (R) зависят от размеров подошвы фундамента (d, l), то рекомендуются следующие методы определения размеров подошвы фундамента.

1. Графоаналитический метод.
2. Решение квадратного уравнения относительно размеров подошвы фундамента.
3. Подбор размеров подошвы фундамента.

Отношение b/l должно быть не менее 0.6.

Пример. Определить размеры подошвы фундамента.

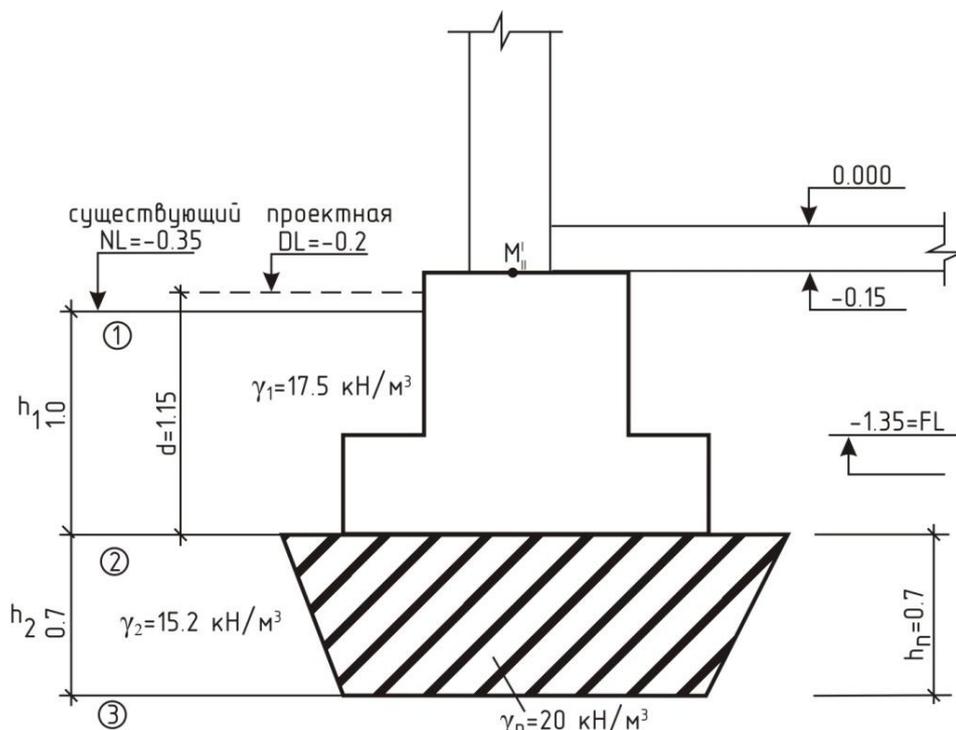


Рисунок 6 – Расчетная схема к определению размеров подошвы фундамента

Определяем нагрузки на отметке подошвы фундамента FL

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \quad N_{II}^I &= 1429.7 \text{ кН}; \\ M_{II} &= M_{II}^I + F_{II}^I \cdot H_{\Phi}; \\ M_{II} &= 150.0 + 72.5 \cdot 1.2 = 237.0 \text{ кН}\cdot\text{м}; \\ \textcircled{2} \quad N_{II}^I &= 1363.1 \text{ кН}; \\ M_{II} &= 180.0 + 77.5 \cdot 1.2 = 273.0 \text{ кН}\cdot\text{м}. \end{aligned}$$

Принимаем характеристики гравийной подушки по таблице 26, 28 и 46 [3], как для гравелистого песка средней крупности

$$\varphi_{II}=38^\circ, C=0, E=30 \text{ МПа}, R_0=500 \text{ кПа}, \gamma_{II}=20 \text{ кН/м}^3.$$

Предварительно принимаем площадь подошвы фундамента

$$A = \frac{N_{II}^I}{(R_0 - \gamma_{mt} \cdot d)} = \frac{1429.7}{(500 - 20 \cdot 1.5)} = 3.0 \text{ м}^3.$$

Принимаем $b = \sqrt{3} = 1.73$ м. Принимаем $b = 1.8$ м, уточняем величину расчетного сопротивления грунта по формуле 33 [3], для здания без подвалов при $d_B=0, d_I=d$

$$R = \left(\gamma_{c1} \cdot \frac{\gamma_{c2}}{K} \right) \cdot (M_\gamma \cdot K_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_I \cdot \gamma_{II}^I + M_C \cdot C_{II}),$$

где $\gamma_{c1}=1.4$, так как основанием является гравийная подушка;

$\gamma_{c2}=1.0$, для зданий с гибкой конструкционной схемой;

$K_z=1.0$, так как ширина фундамента $b < 10$ м;

$K=1.1$, так как C_{II} и φ_{II} определены по таблицам. (см. [3] стр. 99-100)

$\gamma_{II} = 20,0 \text{ кН/м}^3; d_I=d=1.15$ м;

$$\gamma_{II}^I = \frac{\sum \gamma_i \cdot h_i}{\sum h_i};$$

$$\gamma_{II}^I = \frac{(17.5 \cdot 1.0 + 15.2 \cdot 0.7)}{(1.0 + 0.7)} = 16.6 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3};$$

$\varphi_{II}=38^\circ, M_\gamma=2.11, M_q=9.44, M_C=10.8.$

$$R = \left(1.4 \cdot \frac{1.0}{1.1} \right) \cdot (2.11 \cdot 1.0 \cdot 1.8 \cdot 20 + 9.44 \cdot 1.15 \cdot 16.6 + 10.8 \cdot 0) = 326.0 \text{ кПа}.$$

Поскольку величина R отличается от предварительно принятой R_0 , то не обходимо уточнить размеры подошвы фундамента

$$A = \frac{N_{II}^I}{(R_0 - \gamma_{mt} \cdot d)} = \frac{1429.7}{(326 - 20 \cdot 1.15)} = 4.7 \text{ м}^2.$$

Принимаем $b = \sqrt{4.7} = 2.1$ м. Принимаем $b = 2.1$ м, уточняем величину расчетного сопротивления грунта

$$R = \left(1.4 \cdot \frac{1.0}{1.1} \right) \cdot (2.11 \cdot 1.0 \cdot 2.1 \cdot 20 + 9.44 \cdot 1.15 \cdot 16.6 + 10.8 \cdot 0) = 342.1 \text{ кПа}.$$

Определяем длину подошвы фундамента

$$\frac{1429.7}{2.1 \cdot l} + 20 \cdot 1.15 + \frac{237.0 \cdot 6}{2.1 \cdot l^2} = 1.2 \cdot 342.1$$

$$387.5 \cdot l^2 - 680.8 \cdot l - 677.1 = 0.$$

Из решения квадратного уравнения $l=2.47$ м. Принимаем $l=2.7$ м, $W=(2.1 \cdot 2.7^2)/6=2.552 \text{ м}^3.$

Проверяем условия для двух сочетаний нагрузок:

1

$$P_{cp} = \frac{1429.7}{2.1 \cdot 2.7} + 20 \cdot 1.15 = 275.2 \text{ кПа} < R = 342.1 \text{ кПа};$$

$$P_{max} = \frac{1429.7}{2.1 \cdot 2.7} + 20 \cdot 1.15 + \frac{237.0}{2.552} = 368.1 \text{ кПа} < 410.5 \text{ кПа};$$

$$P_{min} = \frac{1429.7}{2.1 \cdot 2.7} + 20 \cdot 1.15 - \frac{273.0}{2.552} = 182.3 > 0;$$

$$P_{cp} = \frac{1363.1}{2.1 \cdot 2.7} + 20 \cdot 1.15 = 263.4 \text{ кПа} < R = 342.1 \text{ кПа};$$

2

$$P_{max} = \frac{1363.1}{2.1 \cdot 2.7} + 20 \cdot 1.15 + \frac{273.0}{2.552} = 370.4 \text{ кПа} < 410.5 \text{ кПа};$$

$$P_{min} = \frac{1363.1}{2.1 \cdot 2.7} + 20 \cdot 1.15 - \frac{273.0}{2.552} = 156.4 \text{ кПа} > 0$$

Условия расчета основания по деформации выполняются.

Задание для практического занятия

Определить размеры фундамента для колонны крайнего ряда промышленного здания. Исходные данные для решения задач в ходе выполнения практической работы предлагаются каждому студенту в виде индивидуального задания.

Ответьте на вопросы:

1. Виды и конструкции фундаментов?
2. От каких факторов зависят размеры подошвы фундамента?
3. Как осуществляется определение предварительных размеров подошвы жестких фундаментов при действии центрально приложенной вертикальной нагрузки?
4. Как осуществляется определение предварительных размеров подошвы жестких фундаментов при действии внецентренно приложенной вертикальной нагрузки?

ПРАКТИЧЕСКАЯ ПОДГОТОВКА № 35. ПРОВЕРКА СЛАБОГО ПОДСТИЛАЮЩЕГО ОСНОВАНИЯ. РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ ПЕСЧАНО-ГРАВИЙНЫХ ПОДУШЕК ФУНДАМЕНТОВ

Теоретическая часть

При проверке слабого подстилающего основания размеры фундамента должны назначаться такими, чтобы обеспечивалось условие по формуле 46 [3]:

$$\sigma_{zp} + \sigma_{zg} \leq R_z,$$

где σ_{zp} и σ_{zg} - вертикальные напряжения в грунте на глубине z от подошвы фундамента соответственно дополнительное от нагрузки на фундамент и от собственного веса грунта, кПа (тс/м²);

R_z - расчетное сопротивление грунта пониженной прочности на глубине z , кПа (тс/м²), вычисленное по формуле для условного фундамента шириной b_z , м, равной:

$$b_z = \sqrt{A_z + a^2} - a,$$

где $A_z = \frac{N}{\sigma_{zp}}; a = \frac{l-b}{2},$

здесь N - вертикальная нагрузка на основание от фундамента;

l и b - соответственно длина и ширина фундамента.

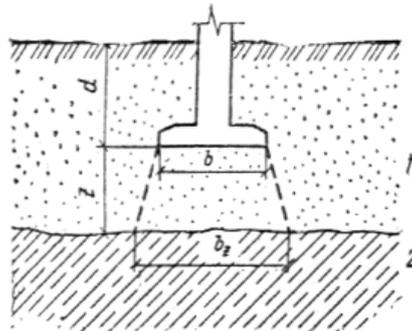


Рисунок 7 - Схема для проверки расчетного сопротивления по подстила-

ющему слою грунта

Пример. Определение размеров фундамента при проверке по подстилающему слою грунта меньшей прочности, чем прочность грунта вышележащих слоев. Требуется выполнить проверку слабого подстилающего основания.

Принимаем высоту гравийной подушки $h_g=0.7$ м.

Проверяем слабое подстилающее основание ИГЭ 3 суглинок полутвердый, со следующими характеристиками $\varphi = 21^\circ$, $C = 10$ кПа, $\gamma = 17$ кН/м³ по формуле 46 [3].

$$\sigma_{zp} + \sigma_{zg} < R_z.$$

Природное давление на отметке подошвы фундамента

$$\sigma_{zgo} = h_i \cdot \gamma_1$$

$$\sigma_{zgo} = 17.5 \cdot 1.0 = 17.5 \text{ кПа.}$$

Природное давление на отметке кровли слабого подстилающего основания, т.е. низа гравийной подушки

$$\sigma_{zq} = \sigma_{zgo} + h_2 \cdot \gamma_2$$

$$\sigma_{zq} = 17.5 + 15.2 \cdot 0.7 = 28.1 \text{ кПа}$$

Среднее давление под подошвой $P=P_{cp}$, $P_{cp}=275.2$ кПа.

Дополнительное давление на отметке подошвы фундамента

$$P_0 = P_{cp} - \sigma_{zgo} = 275.2 - 17.5 = 257.7 \text{ кПа.}$$

Определяем нагрузку на гравийную подушку на отметке подошвы фундамента

$$N_{II} = N_{II}^I + l \cdot b \cdot \gamma_f \cdot \gamma_{mt} \cdot \gamma_n;$$

$$N_{II} = 1429.7 + 2.7 \cdot 2.1 \cdot 1.15 \cdot 20 \cdot 0.95 = 1539.8 \text{ кН/м;}$$

где N_{II}^I - большее значение вертикальной нагрузки ([3] стр. 128).

Определяем дополнительное давление на отметке низа гравийной подушки, т.е. кровли слабого слоя ИГЭ 3 суглинка полутвердого при

$$\varepsilon = \frac{2 \cdot z}{b} = \frac{2 \cdot 0.7}{2.1} = 0.667$$

для прямоугольной фундаментов с отношением сторон $\eta = \frac{l}{b} = \frac{2.7}{2.1} = 1.29$ по таблице 55 [3] находим $\alpha=0.866$.

Тогда дополнительное давление

$$\sigma_{zq} = \alpha \cdot P_0 = 0.866 \cdot 257.7 = 223.2 \text{ кПа.}$$

Определяем площадь условного фундамента

$$A_z = \frac{N_{II}}{\sigma_{zq}} = \frac{1539.8}{223.2} = 6.9 \text{ м.}$$

Определяем ширину условного фундамента (п. 2.204 [3])

$$b_z = \sqrt{A_z + a^2} - a;$$

$$a = \frac{l - b}{2} = \frac{2.7 - 2.1}{2} = 0.3 \text{ м};$$

$$b_z = \sqrt{6.9 + 0.3^2} - 0.3 = 2.34 \text{ м}.$$

Определяем расчетное сопротивление R_z ИГЭ 3 суглинка полутвердого для условного фундамента шириной $b_z = 2.34$ м по формуле 33 [3].

$\gamma_{c1} = 1.25$, так как подстилающим основанием служат полутвердый суглинок $J_L = 0.248 < 0.25$, принимаемый по таблице 43 [3],

$\gamma_{c2} = 1.0$, так как здание с гибкой конструктивной схемой по таблице 43 [3],
 $k = 1.0$, так как прочностные характеристики грунта определены по результатам лабораторных испытаний, $C = 10$ кПа, $\varphi = 21^\circ$, $\gamma_{II} = 17.0$ кН/м³, при $\varphi = 21^\circ$ (для ИГЭ 3): $M_\gamma = 0.56$, $M_q = 3.24$, $M_c = 5.84$ по таблице 44 [3],

$$\gamma_{II} = \frac{(17.5 \cdot 1.0 + 15.2 \cdot 0.7)}{(1.0 + 0.7)} = 16.6 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3};$$

$$d = 1.15 + 0.7 = 1.85 \text{ м},$$

$k_z = 1$, так как ширина фундамента менее 20 м.

$$R_z = \frac{1.25 \cdot 1.0}{1.0 \cdot [0.56 \cdot 1.0 \cdot 2.34 \cdot 17.0 + 3.24 \cdot 1.85 \cdot 16.6 + 5.84 \cdot 10]} = 226.9 \text{ кПа}.$$

Проверяем условие

$$\sigma_{zp} + \sigma_{zg} = 223.2 + 28.1 = 251.3 \text{ кПа} > R_z = 226.9 \text{ кПа}.$$

Условие не выполняется. Необходимо либо увеличить толщину гравийной подушки, либо размеры подошвы фундамента.

Увеличиваем толщину гравийной подушки, принимаем $h_8 = 1$ м.

Уточняем величину природного давления на отметке низа гравийной подушки:

$$\sigma_{zq} = 28.1 + 17.0 \cdot 0.3 = 33.2 \text{ кПа}.$$

Уточняем величину дополнительного давления на кровлю слабого слоя:

$$\varepsilon = \frac{2 \cdot z}{b} = \frac{2 \cdot 1.0}{2.1} = 0.952$$

для прямоугольной фундаментов с отношением сторон $\eta = \frac{l}{b} = \frac{2.7}{2.1} = 1.29$ по таблице 55 [3] находим $\alpha = 0.747$.

Тогда дополнительное давление

$$\sigma_{zq} = \alpha \cdot P_0 = 0.747 \cdot 257.7 = 192.5 \text{ кПа}.$$

Уточняем площадь условного фундамента

$$A_z = \frac{N_{II}}{\sigma_{zq}} = \frac{1539.8}{192.5} = 8.0 \text{ м}.$$

Уточняем ширину условного фундамента

$$b_z = \sqrt{8.0 + 0.3^2} - 0.3 = 2.62 \text{ м.}$$

Уточняем расчетное сопротивление R_z ИГЭ 3 суглинка полутвердого для условного фундамента шириной $b_z = 2.62$ м

$$R_z = \frac{1.25 \cdot 1.0}{1.0 \cdot [0.56 \cdot 1.0 \cdot 2.62 \cdot 17.0 + 3.24 \cdot 1.85 \cdot 16.6 + 5.84 \cdot 10]} = 229.3 \text{ кПа.}$$

Проверяем условие

$$\sigma_{zp} + \sigma_{zg} = 192.5 + 33.2 = 225.7 \text{ кПа} < R_z = 229.3 \text{ кПа.}$$

Условие выполняется при толщине гравийной подушки $h_s=1$ м.

Задание для практического занятия

Выполнить проверку слабого подстилающего основания и проектирование песчано-гравийной подушки фундамента мелкого заложения. Исходные данные для решения задач в ходе выполнения практической работы предлагаются каждому студенту в виде индивидуального задания.

Ответьте на вопросы:

1. Как осуществляется проверка давления на подстилающий слой слабого грунта?
2. Как определяется и от чего зависит природное давление грунта?
3. Как определяется дополнительное давление?

ПРАКТИЧЕСКАЯ ПОДГОТОВКА № 36. ФУНДАМЕНТЫ В СЕЙСМИЧЕСКИХ РАЙОНАХ. РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТОВ МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ В СЕЙСМИЧЕСКИХ РАЙОНАХ

Теоретическая часть

Расчет оснований на сейсмическую нагрузку следует выполнять в соответствии с требованиями главы 10 [3]. Проектирование оснований с учетом сейсмических воздействий должно выполняться на основе расчета по несущей способности на особое сочетание

нагрузок, определяемых в соответствии с требованиями СНиП по нагрузкам и воздействиям, а также по проектированию зданий и сооружений в сейсмических районах [7]. Предварительные размеры фундаментов допускается определять расчетом основания по деформациям на основное сочетание нагрузок (без учета сейсмических воздействий).

Целью расчета несущей способности оснований при особом сочетании нагрузок является обеспечение их прочности для скальных грунтов и устойчивости для нескальных грунтов, а также недопущение сдвига фундамента по подошве и его опрокидывания. Деформации основания (абсолютные и неравномерные осадки, крены и т.д.) при сейсмических воздействиях могут превышать предельные значения, допустимые при основном сочетании нагрузок, и поэтому при особом сочетании нагрузок с учетом сейсмических воздействий расчету не подлежат.

Расчет оснований по несущей способности выполняется на действие вертикальной составляющей внецентренной нагрузки, передаваемой фундаментом, исходя из условия:

$$N_a \leq \frac{\gamma_{c,eq} N_{u,eq}}{\gamma_n},$$

где N_a – вертикальная составляющая расчетной внецентренной нагрузки в особом сочетании;

$N_{u,eq}$ – вертикальная составляющая силы предельного сопротивления основания при сейсмических воздействиях;

$\gamma_{c,eq}$ – сейсмический коэффициент условий работы, принимаемый равным 1,0; 0,8; 0,6 соответственно для грунтов I, II и III категорий по сейсмическим свойствам, причем для зданий и сооружений, возводимых в районах с повторяемостью землетрясений 1,2 и 3 значение $\gamma_{c,eq}$ следует умножать на 0,85; 1,0 и 1,15 соответственно (категории грунтов по сейсмическим свойствам и повторяемость землетрясений определяются в соответствии со СНиП по проектированию и строительству в сейсмических районах);

γ_n – коэффициент надежности по назначению сооружения.

Горизонтальная составляющая нагрузки учитывается при расчете фундамента на сдвиг по подошве.

При использовании условия следует учитывать, что оно определяет максимальную величину нагрузки N_a при которой устойчивость основания при сейсмическом воздействии обеспечена.

Пример. Выполнить расчет оснований фундаментов на сейсмическую нагрузку

Сейсмичность района строительства г. Пятигорска 8 баллов, категория грунтов по сейсмическим свойствам III, следовательно, сейсмичность площадки строительства 9 баллов, повторяемость землетрясений – 3.

Характеристики грунтов для расчетов по I группе предельных состояний ($\alpha=0.95$) следует принимать из отчетов по инженерно-геологическим изысканиям. При их отсутствии, студент самостоятельно принимает расчетные характеристики грунтов, используя расчетные (по II группе предельных состояний, $\alpha=0.85$) значения:

$$\varphi_I = \varphi_{II} - (1 \dots 3)^\circ, C_I = C_{II} - (2 \dots 5) \text{ кПа}, \gamma_I = \gamma_{II} - (0.1 \dots 0.5) \text{ кН/м}^3.$$

Если нормативные характеристики грунта принимались по таблицам СНиП, то расчетные значения следует принимать с коэффициентом надежности по грунту γ_g в соответствии с требованиями п. 2.72 [3]

$$\text{для удельного сцепления } \gamma_{g(c)} = 1.5,$$

$$\text{для внутреннего трения пластичных грунтов } \gamma_{g(\gamma)} = 1.1,$$

$$\text{то же, пылевато-глинистых грунтов } \gamma_{g(\varphi)} = 1.15$$

Поскольку характеристики грунта основания гравийной подушки были приняты по таблицам СНиП, то характеристики этой подушки для расчетов по I группе предельных состояний определяем с учетом коэффициентов надежности

$$\gamma_I = \frac{\gamma}{\gamma_{g(\varphi)}} = \frac{38}{1.1} = 34.5^\circ;$$

$$C_I = \frac{c}{\gamma_{g(c)}} = \frac{0}{1.5} = 0 \text{ кПа};$$

$$\gamma_I = \frac{20}{1.05} = 19.1 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}; \quad \gamma_I = \frac{17.9}{1.05} = 17.1 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}.$$

$$\text{При } \varphi_I = 34.5^\circ: F_1 = 30, F_2 = 29, F_3 = 43 \text{ ([3], рис. 76)}.$$

Определяем ординаты эпюры предельного давления по формулам 238 и 239 [3]:

$$P_0 = \varepsilon_q \cdot F_1 \cdot \gamma_I \cdot d + \frac{\varepsilon_c \cdot (F_1 - 1) C_I}{\text{tg } \varphi_I},$$

$$P_b = P_0 + \varepsilon_\gamma \cdot \gamma_I \cdot b \cdot (F_2 - k_{eq} \cdot F_3),$$

здесь $k_{eq} = 0.4$ при сейсмичности площадки строительства 9 баллов,

$\varepsilon_c = \varepsilon_q = \varepsilon_\gamma$ - коэффициенты формы для прямоугольных фундаментов.

$$\varepsilon_q = 1 + 1.5 \cdot \frac{b}{l} = 1 + 1.5 \cdot \frac{2.1}{2.7} = 2.31,$$

$$\varepsilon_c = 1 + 0.3 \cdot \frac{b}{l} = 1 + 0.3 \cdot \frac{2.1}{2.7} = 1.26,$$

$$\varepsilon_\gamma = 1 - 0.25 \cdot \frac{b}{l} = 1 - 0.25 \cdot \frac{2.1}{2.7} = 0.78.$$

Проверяем основания фундаментов при действии сейсмической нагрузки.

Сейсмические нагрузки на верхний обрез фундамента

$N_I=1120$ кН, $M_I=296$ кН·м, $F_I=110$ кН. (см. практическую работу №3)

Определяем сейсмическую нагрузку от веса фундамента и грунта на его обрезах:

$$M_{\Phi I} = b \cdot l \cdot \gamma_f \cdot \gamma_{mt} \cdot \gamma_n \cdot \gamma_{g(\varphi)} \cdot 0.9;$$

$$M_{\Phi I} = 2.1 \cdot 2.7 \cdot 1.15 \cdot 20 \cdot 0.95 \cdot 1.15 \cdot 0.9 = 114.0 \text{ кН.}$$

Определяем сейсмическую нагрузку от веса фундаментной балки

$$N_{\Phi b I} = 48.8 \cdot 0.95 \cdot 1.1 \cdot 0.9 = 45.9 \text{ кН.}$$

Определяем сейсмическую нагрузку на основание

$$N_a = N_I + N_{\Phi I} + N_{\Phi b I};$$

$$N_a = 1120 + 114.0 + 45.9 = 1279.9.$$

Определяем величину изгибающего момента на отметке подошвы фундамента при сейсмических воздействиях.

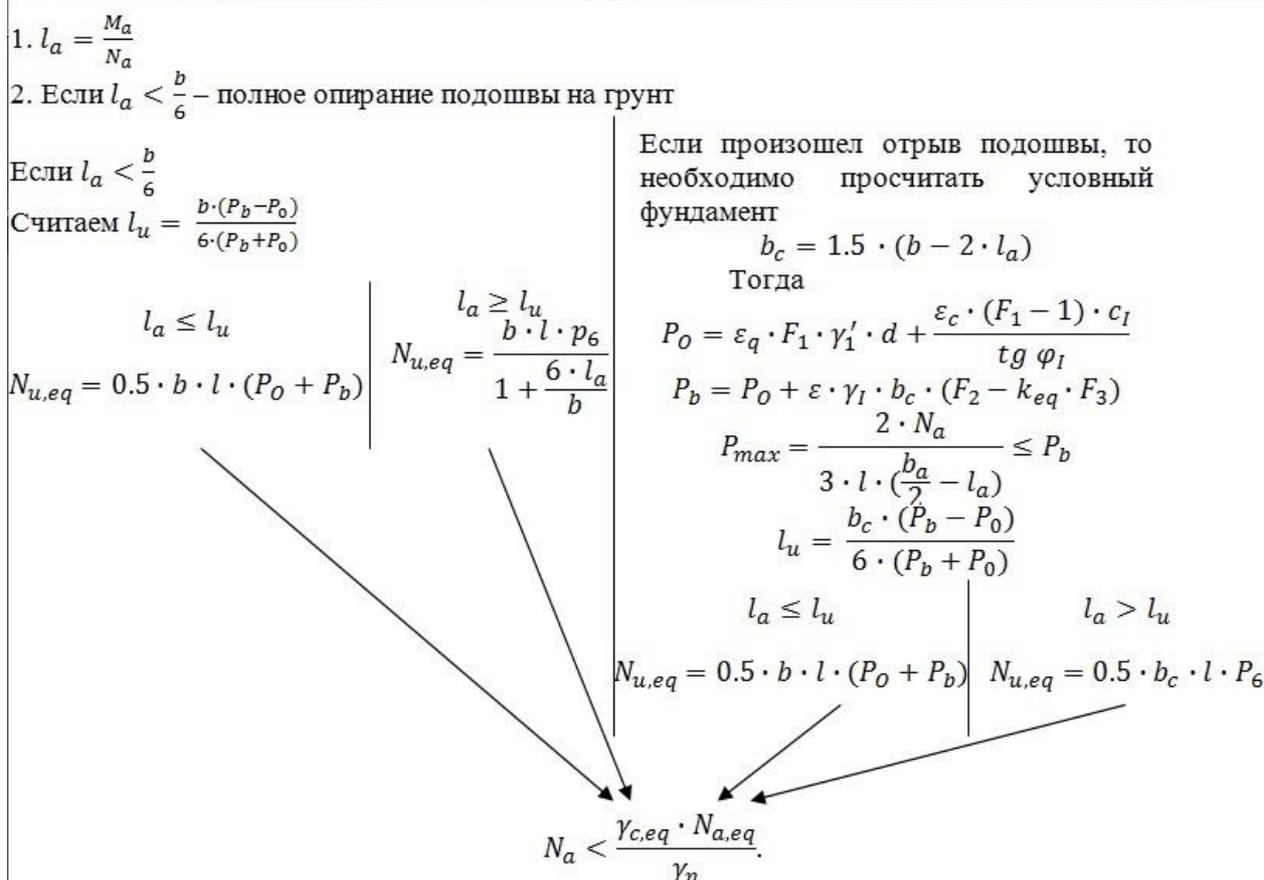
$$M_a = M_I + F_I \cdot N_{\Phi} + N_{\Phi b I} \cdot e;$$

$$M_a = 296 + 110 \cdot 1.2 + 45.9 \cdot 0.45 = 448.7 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Тогда эксцентриситет расчетной сейсмической нагрузки

$$e_a = \frac{M_a}{N_a} = \frac{448.7}{1279.9} = 0.351 \text{ м.}$$

В зависимости от величины эксцентриситета расчетной сейсмической нагрузки возможны два случая:



При $e_a = 0.351 \text{ м} > b/6 = 2.1/6 = 0.35 \text{ м}$, следовательно, будет отрыв подошвы фундамента.

Определяем ширину условного фундамента

$$b_c = 1.5(b - 2 \cdot e_a) = 1.5(2.1 - 2 \cdot 0.351) = 2.097 \text{ м.}$$

Определяем ординаты эпюры предельного давления

$$P_0 = 2.31 \cdot 30 \cdot 17.1 \cdot 1.15 + 1.26 \cdot (30 - 1) \cdot \frac{0}{\operatorname{tg} 34.5^\circ} = 1362.8 \text{ кПа;}$$

$$P_b = 1362.8 + 0.78 \cdot 19.1 \cdot 2.097 \cdot (29 - 0.4 \cdot 43) = 1731.4 \text{ кПа.}$$

Проверим условие 244 [3]:

$$P_{max} = \frac{2 \cdot N_a}{\left[3 \cdot l \cdot \left(\frac{b}{2} - e_a\right)\right]} \leq P_b;$$

$$P_{max} = \frac{2 \cdot 1279.9}{\left[3 \cdot 2.4 \cdot \left(\frac{2.4}{2} - 0.351\right)\right]} = 508.6 \text{ кПа} \leq P_b = 1731.4 \text{ кПа;}$$

условие выполняется.

Определяем эксцентриситет эпюры предельного давления

$$e_u = \frac{b(P_b - P_0)}{6(P_b + P_0)} = \frac{2.1 \cdot (1731.4 - 1362.8)}{6 \cdot (1731.4 + 1362.8)} = 0.042 \text{ м.}$$

При $e_a = 0.351 \text{ м} > e_u = 0.042 \text{ м}$ величина вертикальной составляющей силы предельного сопротивления основания при сейсмических воздействиях определяются по формуле 243 [3].

Поскольку $e_a=0.351\text{ м} > b/6=0.33\text{ м}$, то формула 243 [3] приобретает вид:

$$N_{IIeq} = 0.5 \cdot b_c \cdot l \cdot P_b = 0.5 \cdot 2.097 \cdot 2.7 \cdot 1731.4 = 4901.5 \text{ кН.}$$

Проверим основное условие расчета основания при сейсмических воздействиях:

$$N_a < \gamma_{c.eq.} \cdot \frac{N_{u.eq.}}{\gamma_n};$$

здесь $\gamma_{c.eq.}$ - сейсмический коэффициент условий работы, равный 0.6 для грунтов III категории по сейсмическим свойствам, дополнительно умножаем 1.15 при повторяемости землетрясений 3,

$\gamma_n=1.15$ – коэффициент надежности для зданий II класса,

$$N_a = 1279.9 \text{ кН} < 0.6 \cdot 4901.5 \cdot \frac{1.15}{1.15} = 2940.9 \text{ кН.}$$

Условие выполняется.

Задание для практического занятия

Выполнить расчет фундамента в сейсмическом районе. Исходные данные для решения задачи при выполнении практической работы предлагаются каждому студенту в виде индивидуального задания.

Ответьте на вопросы:

1. Понятие о сейсмическом районировании и микрорайонировании?
2. Как определяется и от чего зависит категория грунта по сейсмическим свойствам?
3. В районах, с какой сейсмичностью требуется выполнять расчет оснований на сейсмическую нагрузку?
4. Какова фоновая сейсмичность г. Ставрополя?

ПРАКТИЧЕСКАЯ ПОДГОТОВКА № 37. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ОСАДОК ФУНДАМЕНТОВ МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ

Теоретическая часть

Расчет оснований ведется, прежде всего, по второй группе предельных состояний, так как под действием давления, передаваемого через фундаменты, большинство зданий испытывает неравномерные осадки, вызывающие деформации, которые могут привести к разрушению. И только в особых случаях при очень слабых грунтах (грунтах, находящихся в нестабилизированном состоянии), а также при действии на фундамент значительных горизонтальных усилий требуется дополнительно рассчитывать основания по первой группе предельных состояний. В сейсмических районах Северо-Кавказского региона обязательным является расчёт оснований на особое сочетание усилий – на действие сейсмических сил.

При расчете по второй группе предельных состояний проверяется выполнение условия:

$$S \leq S_u$$

где S — деформация, полученная в результате расчета оснований методами механики грунтов за определенный промежуток времени;

S_u — предельно допустимая деформация, определяемая условиями нормальной эксплуатации данного здания или сооружения и устанавливаемая строительными нормами.

Осадку фундаментов следует определять для наиболее нагруженного фундамента в соответствии с требованиями п. 2.212 [3].

Пример. Определить просадку фундамента под колонну. Осадка основания s с использованием расчетной схемы в виде линейно деформируемого полупространства (п. 2.173(2.40) [3]) определяем методом послойного суммирования.

Среднее и дополнительное давление под подошвой фундамента

$$P_{cp} = 275.2 \text{ кПа}, P_0 = 257.7 \text{ кПа}.$$

Строим эпюру природного давления.

Природное давление на отметке подошвы фундамента и низа гравийной подушки: σ_{zgo}
 $= 17.5 \text{ кПа}, \sigma_{zg} = 33.2 \text{ кПа}.$

Определяем природное давление на границе ИГЭ 3 и ИГЭ 4

$$\sigma_{zg\ 3-4} = 33.2 + 17.0 \cdot 1.1 = 51.9 \text{ кПа};$$

Определяем природное давление на границе ИГЭ 4 и ИГЭ 5

$$\sigma_{zg\ 4-5} = \sigma_{zg\ 3-4} + \gamma_{sb} \cdot h_4;$$

здесь берется γ_{sb} , так как слой ниже УГВ,

$$\sigma_{zg\ 4-5} = 51.9 + 9.66 \cdot 4.6 = 96.3 \text{ кПа.}$$

Определяем мощность элементарного слоя

$$h = 2 \cdot b = 0.21 \cdot 2.1 = 0.42 \text{ м.}$$

Коэффициент, учитывающий форму фундамента $\eta = 1.29$.

Расчет осадки ведем в табличной форме.

Z – глубина относительно подошвы фундамента.

Таблица 10 – Расчет осадки фундамента

Z, м	$\varepsilon = 2 \cdot z/b$	α	σ_{zp} , кПа	σ_{zg} , кПа	E, МПа	Слои
1	2	3	4	5	6	7
0	0	1.000	257.7	17.5	30.0	Гравийная подушка h=1.0 м
0.42	0.4	0.963	248.2			
0.84	0.8	0.814	209.8			
1.0	0.952	0.747	192.5	33.2		
1.26	1.2	0.626	161.3		25.3	ИГЭ 3 Суглинок полутвердый
1.63	1.6	0.473	121.9			
2.3	2.0	0.358	92.3	51.9		
2.52	2.4	0.276	71.1		16.0	ИГЭ 4 Су- глинок теку- че- пластич- ный
2.94	2.8	0.218	56.2			
3.36	3.2	0.174	44.8			
3.78	3.6	0.145	37.4			
4.2	4.0	0.119	30.7			
4.62	4.4	0.100	25.8			
5.04	4.8	0.085	21.9			
5.46	5.2	0.074	19.1			
5.88	5.6	0.064	16.5	84.4(*)		
6.3	6.0	0.056	14.4			
6.72	6.4	0.050	12.9	96.3		

Нижняя граница сжимаемой толщи основания находится на глубине $z = 5.88$ м, (см. рисунок 8) от подошвы фундамента, где выполняется условие:

$$\sigma_{zp} = 16.5 \text{ кПа} < 0.2 \cdot \sigma_{zp} = 0.2 \cdot 84.4 = 16.9 \text{ кПа.}$$

Осадку фундамента определяем методом послойного суммирования

$$S = \beta \sum \frac{\sigma_{zpi} h_i}{E_i}$$

Определяем осадку гравийной подушки

$$S_{\text{гп}} = \frac{0.8}{30\,000} \left[0.42 \left(\frac{257.7}{2} + 248.2 + \frac{209.8}{2} \right) + 0.16 \left(\frac{209.8}{2} + \frac{192.5}{2} \right) \right] = 0.00626 \text{ м} = 0.63 \text{ см}$$

где $\beta=0.8 \text{ const}$.

Определяем осадку ИГЭ 3 суглинка полутвердого

$$S_3 = \frac{0.8}{25\,300} \left[0.26 \left(\frac{192.5}{2} + \frac{161.3}{2} \right) + 0.42 \left(\frac{161.3}{2} + 121.9 + \frac{92.3}{2} \right) \right] = 0.00476 \text{ м} = 0.48 \text{ см}$$

Определяем осадку ИГЭ 4 суглинка текучепластичного

$$S_4 = \frac{0.8 \cdot 0.45}{16\,000} \left(\frac{92.3}{2} + 71.1 + 56.2 + 44.8 + 37.4 + 30.7 + 25.8 + 21.9 + 19.1 + \frac{16.5}{2} \right) = 0.00759 \text{ м} = 0.76 \text{ см}$$

Определяем осадку

$$S = S_{\text{гп}} + S_3 + S_4 = 0.63 + 0.48 + 0.76 = 1.87 \text{ см}$$

Проверим основное условие расчета оснований по деформации

$$S = 1.87 \text{ см} < S_U = 8 \text{ см} \text{ условие выполняется}$$

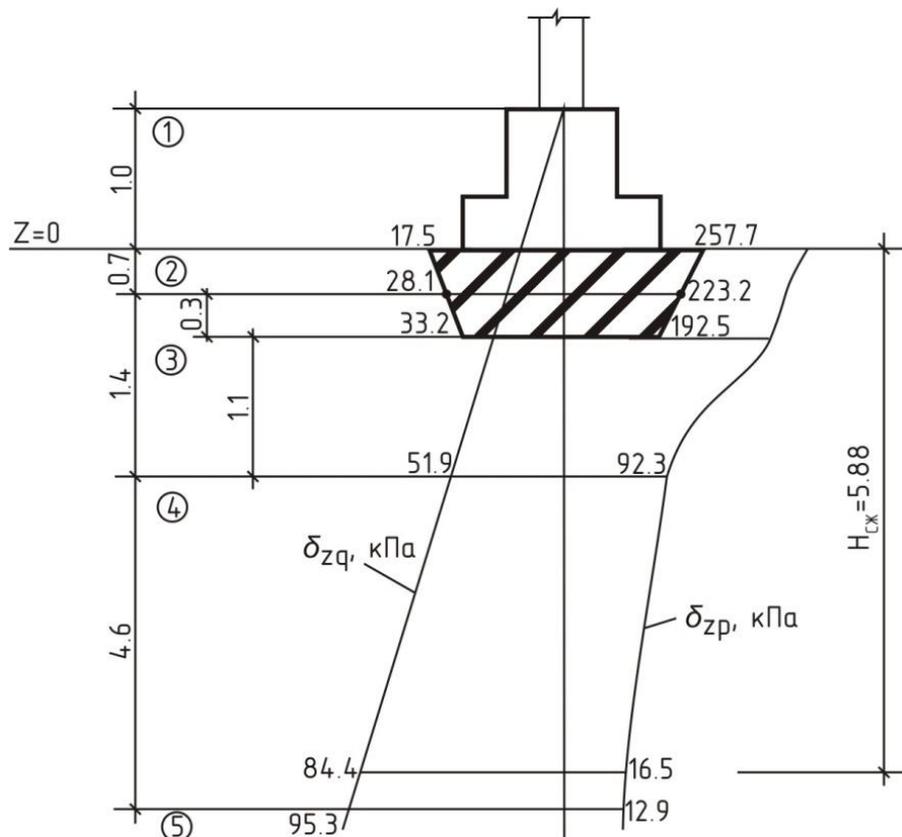


Рисунок 8 – Расчетная схема к определению осадки фундамента

Выполнить расчет осадки ранее запроектированного фундамента методом послойного суммирования. Требуемые исходные данные для решения задачи при выполнении практической работы предлагаются каждому студенту в виде индивидуального задания.

Ответьте на вопросы:

1. Виды деформаций зданий и сооружений?
2. Причины развития неравномерных осадок оснований?
3. Методы определения осадок фундаментов?
4. Предельные деформации для различных категорий зданий и сооружений?

**ПРАКТИЧЕСКАЯ ПОДГОТОВКА № 38. РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ
МОНОЛИТНОГО ФУНДАМЕНТА**

Теоретическая часть

Монолитные фундаменты, имеющие небольшую площадь опалубки, отдельные фундаменты сложного очертания под колонны и оборудование, сплошные фундаменты, как правило, делают из монолитного железобетона. Это позволяет уменьшить расход бетона подземных конструкций. Недостатками монолитных фундаментов по сравнению со сборными являются значительная трудоемкость при строительстве, сложность проведения работ в зимнее время, большая продолжительность работ по их устройству.

Под монолитные железобетонные фундаменты обычно устраивают подготовку из слоя щебня, втрамбованного в грунт и политого раствором или покрытого слоем тощего бетона. Устройство верхней части фундаментов зависит от характера опирающихся на них конструкций. Монолитные колонны явля-

Проверяем условие $h_{\Pi} - d_p >$ или $< 0.5 \cdot (l_{\Pi} - l_c)$,

здесь h_{Π} – высота подколоники,

d_p - глубина стакана,

$$h_{\Pi} = H_{\Phi} - h_I = 1.2 - 0.3 = 0.9 \text{ м};$$

$$d_p = 0.8 - 0.15 + 0.05 = 0.7 \text{ м}$$

здесь 0.8 – абсолютное значение отметки низа колонны.

Проверим условие

$$0.9 - 0.7 = 0.2 \text{ м} < 0.5 \cdot (1.2 - 0.6) = 0.3 \text{ м}.$$

Следовательно, проверка на продавливание плитной части производится от дна стакана, как для низких фундаментов.

Определяем вылет первой ступени

$$C_l = \frac{(l - l_{\Pi})}{2} = \frac{2.7 - 1.2}{2} = 0.75 \text{ м},$$

$$C_b = \frac{(b - b_{\Pi})}{2} = \frac{2.1 - 0.9}{2} = 0.6 \text{ м}.$$

Вынос первой ступени не должен превышать

$$C_l = K \cdot h_I$$

где K – коэффициент, принимаемый по [4], приложение 3.

При $P_{cp} = 275.2$ кПа, $K = 3$, тогда $C_l = 3 \cdot 0.3 = 0.9 \text{ м} > 0.75 \text{ м}$.

Следовательно, одной ступени плитной части фундамента достаточно.

Определяем площадь боковой поверхности колонны, заделанной в стакан фундамента

$$A_c = 2 \cdot (b_c + l_c) \cdot d_p = 2 \cdot (0.4 + 0.6) \cdot 0.7 = 1.4 \text{ м}^2.$$

Определяем коэффициент, учитывающий частичную передачу продольной силы на плитную часть фундамента через стенки стакана

$$\alpha = 1 - 0.4 \cdot R_{btн} \cdot \frac{A_c}{N};$$

здесь $R_{btн} = R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot \gamma_{b9} = 660 \cdot 1.1 \cdot 0.9 = 653.4$ кПа - для бетона В 12.5.

$$\alpha = 1 - \frac{0.4 \cdot 653.4 \cdot 1.4}{1660} = 0.78;$$

принимаем $\alpha = 0.85 \Rightarrow$ [4] п 2.20.

Расчетная продольная сила, действующая в уровне торца колонны

$$N_c = \alpha \cdot N = 0.85 \cdot 1660 = 1411 \text{ кН}.$$

Проверяем фундамент по прочности на продавливание колонной

$$N_c \leq b \cdot l \cdot R_{btн} \cdot b_m \cdot \frac{h_{op} - b_p}{A_o};$$

здесь $h_{op} = 0.496$ м – рабочая высота пирамиды продавливания от дна стакана до рабочей арматуры,

$$b_m = b_p + h_{op} = 0.5 + 0.496 = 0.996 \text{ м,}$$

l_p, b_p – размеры понизу меньшей и большей сторон стакана,

A_o – площадь многоугольника за пределами призмы продавливания

$$\begin{aligned} A_o &= 0.5 \cdot b \cdot (l - l_p - 2 \cdot h_{op}) - 0.25(b - b_p - 2 \cdot h_{op})^2 = \\ &= 0.5 \cdot 2.1 \cdot (2.7 - 0.7 - 2 \cdot 0.496) - 0.25 \cdot (2.1 - 0.5 - 2 \cdot 0.496)^2 = \\ &= 1.02 \text{ м}^2. \end{aligned}$$

Тогда

$$b \cdot l \cdot R_{btн} \cdot b_m \cdot \frac{h_{op} - b_p}{A_o} = 2.1 \cdot 2.7 \cdot 653.4 \cdot 0.996 \cdot \frac{0.496 - 0.5}{1.02} = 5.36 \text{ кН}$$

$N_c = 1411 \text{ кН} > 5.36 \text{ кН}$. Условие не выполняется. Если выполняется то не продавливает.

Необходимо увеличить высоту от дна стакана до растянутой арматуры фундамента.

Принимаем высоту фундамента $H_\Phi = 1.5 \text{ м}$, не меняя отметки низа колонны – 0.8.

Проверяем условие $h_{II} - d_p >$ или $< 0.5 \cdot (l_{II} - l_c)$, согласно п. 26 СНиП 2.03.01-84,

$$h_{II} - d_p = 1.5 - 0.3 = 1.2 \text{ м.}$$

Проверяем условие

$$1.2 - 0.7 = 0.5 \text{ м} > 0.5 \cdot (1.2 - 0.6) = 0.3 \text{ м.}$$

Следовательно, проверка на продавливание плитной части производится от подколонника, как для высоких фундаментов.

Определяем давление под подошвой фундамента от расчетных нагрузок в основном сочетании.

$$P_{cp} = \frac{N_1}{b \cdot l} = \frac{1660}{2.7 \cdot 2.1} = 292.8 \text{ кПа;}$$

1

$$P_{max} = \frac{1660}{2.7 \cdot 2.1} + \frac{(205 + 87 \cdot 1.5)}{2.552} = 424.2 \text{ кПа;}$$

2

$$P_{max} = \frac{1580}{2.7 \cdot 2.1} + \frac{(241 + 93 \cdot 1.5)}{2.552} = 427.8 \text{ кПа;}$$

принимаем $P_{max} = 427.8 \text{ кПа}$.

Защитный слой арматуры принимаем 40 мм, тогда рабочая высота нижней ступени фундамента $h_{01} = 0.3 - 0.04 = 0.26 \text{ м}$.

Площадь многоугольника за пределами призмы продавливания определяем по формуле:

$$\begin{aligned} A_{01} &= 0.5 \cdot b \cdot (l - l_p - 2 \cdot h_{01}) - 0.25 \cdot (b - b_{II} - 2 \cdot h_{01})^2 = \\ &= 0.5 \cdot 2.1 \cdot (2.7 - 1.2 - 2 \cdot 0.26) - 0.25 \cdot (2.1 - 0.9 - 2 \cdot 0.26)^2 = \\ &= 0.913 \text{ м}^2. \end{aligned}$$

Расчетная продавливающая сила

$$F = A_{01} \cdot P_{max} = 0.913 \cdot 427.8 = 390.8 \text{ кН.}$$

Средняя величина ширины призмы продавливания

$$b_p = b_{\pi} + h_{01} = 0.9 + 0.26 = 1.16 \text{ м.}$$

Проверим условие

$$F \leq R_{btн} \cdot h_{01} \cdot b_p;$$

$$390.8 \text{ кН} > 653.4 \cdot 0.26 \cdot 1.16 = 197.1 \text{ кН,}$$

условие не выполняется.

В этом случае необходимо либо ввести вторую ступень, либо увеличить толщину плитной части фундамента, либо увеличить класс бетона. Вводим вторую ступень размером $l_1 \times b_1 = 1.5 \times 1.5 \text{ м}$.

Тогда площадь многоугольника за пределами призмы продавливания

$$\begin{aligned} A_{01} &= 0.5 \cdot b \cdot (l - l_p - 2 \cdot h_{01}) - 0.25 \cdot (b - b_{\pi} - 2 \cdot h_{01})^2 = \\ &= 0.5 \cdot 2.1 \cdot (2.7 - 1.5 - 2 \cdot 0.26) - 0.25 \cdot (2.1 - 1.5 - 2 \cdot 0.26)^2 = \\ &= 0.712 \text{ м}^2. \end{aligned}$$

Расчетная продавливающая сила

$$F = A_{01} \cdot P_{max} = 0.712 \cdot 427.8 = 304.6 \text{ кН.}$$

Средняя величина ширины призмы продавливания

$$b_p = b_1 + h_{01} = 1.5 + 0.26 = 1.76 \text{ м.}$$

Проверим условие

$$F \leq R_{btн} \cdot h_{01} \cdot b_p;$$

$$304.6 \text{ кН} > 653.4 \cdot 0.26 \cdot 1.46 = 299.0 \text{ кН.}$$

Перенапряжение составляет $1.9 \% < 3 \%$, условие выполняется.

Условие расчета плитной части на продавливание для основного сочетания усилий выполняется при размерах второй ступени $l_1 \times b_1 = 1.5 \times 1.5 \text{ м}$.

Особое (с учетом сейсмичности) сочетания усилий. Дополнительно учитываем коэффициент условий работы $\gamma_{кр}=1.2$.

Определяем давление от сейсмических нагрузок

$$P_{max} = \frac{1120}{2.7 \cdot 2.7} + \frac{296 + 110 \cdot 1.5}{2.552} = 378.2 \text{ кПа}$$

Расчетная продавливающая сила

$$F = 0.712 \cdot 378.2 = 269.3 \text{ кН, тогда}$$

$$F = 269.3 \text{ кН} < 653.4 \cdot 1.2 \cdot 0.26 \cdot 1.46 = 297.6 \text{ кН,}$$

условие выполняется.

РАСЧЕТ ПЛИТНОЙ ЧАСТИ ФУНДАМЕНТА НА ИЗГИБ

Определяем изгибающие моменты и площадь рабочей арматуры подошвы фундамента по формулам (46...57) [4].

Пример. Определить площадь арматуры плитной части фундамента.

В направлении большего размера подошвы фундамента l $P_{max} = 427.8$ кПа.

Сечение 1 – 1 по грани первой ступени

$$K_1 = 1 - 2 \cdot \frac{C_{x1}}{l} = 1 - 2 \cdot \frac{0.6}{2.7} = 0.555.$$

Давление на грунт в расчетном сечении 1 – 1 от расчетных нагрузок

$$P_1 = \frac{N}{A} + K_1 \cdot \frac{M}{W} = \frac{1580}{2.1 \cdot 2.7} + 0.555 \cdot \frac{241 + 93 \cdot 1.5}{2.552} = 361.4 \text{ кПа.}$$

Изгибающий момент

$$M_{x1} = \frac{C_{x1}^2 \cdot b}{6} \cdot (2 \cdot P_{max} + P_1) = \frac{0.6^2 \cdot 2.1}{6} \cdot (2 \cdot 427.8 + 361.4) = 153.3 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Требуемая площадь сечения арматуры

$$A_{sx1} = \frac{M_1}{0.9 \cdot h_{01} \cdot R_s} = \frac{153.3}{0.9 \cdot 0.26 \cdot 280000} = 23.4 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 23.4 \text{ см}^2;$$

здесь $R_s = 280$ МПа для арматуры класса А – II.

Сечение 2 – 2 по грани подколонника

$$K_2 = 1 - 2 \cdot \frac{C_{x2}}{l} = 1 - 2 \cdot \frac{0.75}{2.7} = 0.444.$$

Давление на грунт в расчетном сечении 2 – 2 от расчетных нагрузок

$$P_2 = \frac{N}{A} + K_2 \cdot \frac{M}{W} = \frac{1580}{2.1 \cdot 2.7} + 0.444 \cdot \frac{241 + 93 \cdot 1.5}{2.552} = 344.9 \text{ кПа.}$$

Изгибающий момент

$$M_{x2} = \frac{C_{x2}^2 \cdot b}{6} \cdot (2 \cdot P_{max} + P_2) = \frac{0.75^2 \cdot 2.1}{6} \cdot (2 \cdot 427.8 + 344.9) = 236.3 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Требуемая площадь сечения арматуры

$$A_{sx2} = \frac{M_2}{0.9 \cdot h_{02} \cdot R_s} = \frac{236.3}{0.9 \cdot 0.56 \cdot 280000} = 16.7 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 16.7 \text{ см}^2.$$

Принимаем 11 \emptyset 18 А – II, $u = 200$ мм, $A_{sxf} = 28.0 \text{ см}^2 > A_{sx} = 23.4 \text{ см}^2$.

В направлении меньшего размера подошвы фундамента b $P = 292.8$ кПа.

Сечение 1' – 1' по грани первой ступени.

Изгибающий момент

$$M_{y1} = \frac{C_{y1}^2 \cdot l}{6} \cdot P = \frac{0.3^2 \cdot 2.7}{6} \cdot 292.8 = 11.9 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Требуемая площадь сечения арматуры

$$A_{sy1} = \frac{M_1}{0.9 \cdot h_{01} \cdot R_s} = \frac{11.9}{0.9 \cdot 0.26 \cdot 280000} = 1.82 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 1.82 \text{ см}^2.$$

Сечение 2' – 2' по грани подколонника.

Изгибающий момент

$$M_{y2} = \frac{C_{y2}^2 \cdot l}{6} \cdot P = \frac{0.6^2 \cdot 2.7}{6} \cdot 292.8 = 47.4 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Требуемая площадь сечения арматуры

$$A_{sy2} = \frac{M_2}{0.9 \cdot h_{02} \cdot R_s} = \frac{47.4}{0.9 \cdot 0.56 \cdot 280000} = 3.36 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 3.36 \text{ см}^2.$$

Принимаем 14 Ø 10 А – II, $u = 200 \text{ мм}$, $A_{syf} = 10.99 \text{ см}^2 > A_{sy} = 3.36 \text{ см}^2$.

Особое (с учетом сейсмичности) сочетание нагрузок.

Направление l : $P_{\max} = 378.2 \text{ кПа}$.

Сечение 1 – 1:

$$P_1 = \frac{N}{A} + K_1 \cdot \frac{M}{W} = \frac{1120}{2.1 \cdot 2.7} + 0.555 \cdot \frac{296 + 110 \cdot 1.5}{2.552} = 297.8 \text{ кПа}.$$

$$M_{x1} = \frac{C_{x1}^2 \cdot b}{6} \cdot (2 \cdot P_{\max} + P_1) = \frac{0.6^2 \cdot 2.1}{6} \cdot (2 \cdot 378.2 + 297.8) = 132.8 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Требуемая площадь сечения арматуры

$$A_{sx1} = \frac{M_1}{0.9 \cdot h_{01} \cdot R_s} = \frac{132.8}{0.9 \cdot 0.26 \cdot 280000 \cdot 1.2} = 16.9 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 16.9 \text{ см}^2.$$

Сечение 2 – 2:

$$P_2 = \frac{N}{A} + K_2 \cdot \frac{M}{W} = \frac{1120}{2.1 \cdot 2.7} + 0.444 \cdot \frac{296 + 110 \cdot 1.5}{2.552} = 277.7 \text{ кПа}.$$

$$M_{x2} = \frac{C_{x2}^2 \cdot b}{6} \cdot (2 \cdot P_{\max} + P_2) = \frac{0.75^2 \cdot 2.1}{6} \cdot (2 \cdot 378.2 + 277.7) = 203.6 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Требуемая площадь сечения арматуры

$$A_{sx2} = \frac{M_2}{0.9 \cdot h_{02} \cdot R_s} = \frac{203.6}{0.9 \cdot 0.56 \cdot 280000 \cdot 1.2} = 12.0 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 12.0 \text{ см}^2.$$

Принятая арматура $A_{sxf} = 28.0 \text{ см}^2 > A_{sx} = 16.9 \text{ см}^2$ удовлетворяет требованиям расчета арматуры на сейсмическую нагрузку.

В направлении b расчет не выполняем, так как площадь арматуры принята с большим запасом.

Задание для практического занятия

Выполнить расчет и проектирование монолитного железобетонного фундамента под отдельно стоящую колонну промышленного здания. Габаритные размеры фундамента рассчитаны в ранее выполненных практических работах. Требуемые исходные данные для решения задачи при выполнении практической работы предлагаются каждому студенту в виде индивидуального задания.

Ответьте на вопросы:

1. От чего зависит количество ступеней плитной части фундамента?
2. Конструкции фундаментов под железобетонные и металлические колонны гражданских и промышленных зданий?

ПРАКТИЧЕСКАЯ ПОДГОТОВКА № 39. РАСЧЕТ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

Теоретическая часть

Расчёт свайных фундаментов ведется по СНиП 2.02.03-85 Свайные фундаменты [6]. Расчёт свайных фундаментов и их оснований производят по двум группам предельных состояний:

по первой группе – по несущей способности грунта основания свай; по устойчивости грунтового массива со свайным фундаментом; по прочности материала свай и ростверков;

по второй группе – по осадкам свайных фундаментов от вертикальных нагрузок; по перемещению свай совместно с грунтом основания от действия горизонтальных нагрузок и моментов; по образованию или раскрытию трещин в элементах железобетонных конструкций свайных фундаментов.

Одиночную сваю в составе фундамента и вне его по несущей способности грунтов основания следует рассчитывать исходя из условия:

$$N < \frac{F_d}{\gamma_k},$$

где N – расчётная нагрузка, передаваемая на сваю, кН;

F_d – расчётная несущая способность грунта основания одиночной сваи, называемая несущей способностью сваи;

γ_k – коэффициент надёжности, величина которого принимается в зависимости от метода определения несущей способности сваи;

$\gamma_k = 1.4$, если несущая способность сваи определена расчётом.

Проектирование свайных фундаментов выполняют в такой же последовательности.

1. Определяют величины и невыгодные сочетания нагрузок, действующих на фундамент на уровне отметки поверхности земли или верхней поверхности обреза ростверка.
2. Выбирают глубину заложения ростверка с учётом конструктивных особенностей сооружения и размеры ростверка.
3. Выбирают тип, способ погружения и размеры свай, сообразуясь с грунтовыми условиями, действующими нагрузками, конструктивными особенностями проектируемого здания или сооружения.
4. Определяют несущую способность свай.
5. Определяют расчётную нагрузку, передаваемую на сваю.
6. Определяют число центрально нагруженных свай.
7. Уточняют размеры ростверка в плане из условия размещения полученного числа свай.
8. Уточняют нагрузку, действующую на одну сваю, с учётом размеров и веса ростверка, веса стеновых блоков и грунта обратной засыпки.
9. Рассчитывают фундамент по второй группе предельных состояний:
 - определяют размеры условного свайного фундамента, давления под его подошвой и последнее сопоставляют с расчётным сопротивлением;
 - определяют осадку условного свайного фундамента.

Пример. Расчет свайного фундамента

Определение глубины заложения ростверка. Выбор размера свай

Ориентировочно устанавливается глубина заложения ростверка. Толщину ростверка в первом приближении можно принимать 0,5 - 0,7 м. Расчётные длины свай (от подошвы ростверка до нижнего конца) назначаются из геологических условий так, чтобы острие свай заходило в несущий слой грунта. Заглубление острия свай в несущий слой грунта должно быть не менее:

- в крупнообломочные грунты, гравелистые, крупные и средней крупности песчаные грунты, а также глинистые фунты с консистенцией $I_L < 0,1 - 0,5$ м;
- в прочие виды не скальных грунтов - 1,0 м.

По своим физико-механическим характеристикам слой №3 (глины) является более прочным, чем слой №2. Поэтому в качестве несущего слоя под нижний конец сваи принимаем слой №3. Заглубление сваи в слой №3 при $I_L=0,19$ должно быть не менее 1 м.

Принимаем свободное сопряжение ростверка со свай с глубиной заделки оголовка сваи в ростверк – 100 мм.

Требуемая длина сваи (без острия) определяется из условия:

$$l = l_1 + l_2 + l_3 ,$$

где l_1 – величина заделки головы сваи в ростверк, м; $l_1 = 0.1$ м;

l_3 – величина заглубления нижнего конца сваи в несущий слой, м; $l_2 = 1$ м;

l_2 – толщина слоёв грунтов, прорезаемых свай, м;

Тогда требуемая длина сваи:

$$L_{np} = 0,1 + 2,45 + 2,7 + 1,0 = 6,25 \text{ м}$$

По приложению 1 принимаем забивные железобетонные сваи сечением 30x30 см длиной 7 м.

Определение несущей способности сваи

Несущая способность висячей сваи определяется по формуле:

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{CR} \cdot R \cdot A + U \sum \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i),$$

где $\gamma_c = 1$ – коэффициент условий работы сваи в грунте;

R – расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи;

A – площадь поперечного сечения сваи, равна 0,09 м²;

U – наружный периметр поперечного сечения сваи;

f_i – расчетное сопротивление i -го слоя грунта основания на боковой поверхности сваи;

h_i – толщина i -го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью сваи;

γ_{CR}, γ_{cf} – коэффициенты условий работы грунта соответственно под нижним концом и на боковой поверхности сваи. (Например, при погружении забивкой сплошных и полых с закрытым нижним концом свай механическими, паровоздушными и дизельными молотами $\gamma_{CR} = 1$, $\gamma_f = 1$; при вибропогружении и вибропродавливании в песчаных песках средней крупности и средней плотности $\gamma_{CR} = 1,2$, $\gamma_f = 1$, в суглинках с показателем текучести порядка $I_L = 0,5$, $\gamma_{CR} = 0,8$, $\gamma_f = 0,9$;

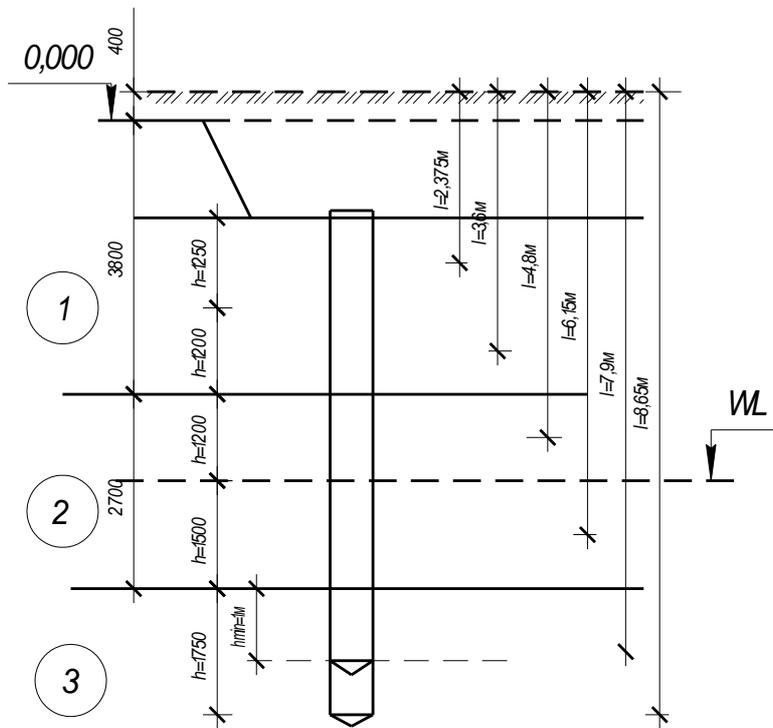


Рисунок 10 – Схема к расчету свайного фундамента

Расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи определяем по приложению 2 $R=4929$ кПа (4,929 МПа) при ($I_L=0.2$).

По приложению 3 определяем расчетное сопротивление i -го слоя грунта основания на боковой поверхности сваи:

$$f_1=18,11 \text{ кПа} ; f_2=21,2 \text{ кПа} ; f_3=12,11 \text{ кПа} ; f_4=12,66 \text{ кПа} ; f_5=61,8 \text{ кПа}.$$

$$\text{Периметр ствола сваи: } U = 0.3 \cdot 4 = 1.2 \text{ м}$$

$$\gamma_{CR} = \gamma_{cf} = 1$$

$$\text{Несущая способность сваи: } F_d = \gamma_c (\gamma_{CR} \cdot R \cdot A + U \sum \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i) =$$

$$F_d = 1 \cdot (1 \cdot 4929 \cdot 0.09 + 1.2 (1 \cdot 18.11 \cdot 1.25 + 1 \cdot 21.2 \cdot 1.2 + 1 \cdot 12.11 \cdot 1.2 + 1 \cdot 12.66 \cdot 1.5 + 1 \cdot 61.8 \cdot 1.75)) = 671.3 \text{ кН}$$

Определение требуемого количества свай в фундаменте.

Определение фактической нагрузки на сваю

Требуемое количество свай в кусте определяют по формуле:

$$n_c = \frac{N_I + G_1^p}{F_d} \cdot \gamma_k,$$

где N - расчетная нагрузка от веса здания или сооружения

γ_k - коэффициент надежности; $\gamma_k = 1,4$ - если несущая способность сваи определена расчётом.

$N_I = 1.2 \cdot 648 = 777.6 \text{ кН}$ - расчетная нагрузка на обрез свайного фундамента;

$G_1^p = n \cdot A_p \cdot \gamma_0 \cdot d_p$, - вес ростверка и грунта на обресе фундамента

$n=1,1$ – коэффициент перегрузки;

$d_p=1,35 \text{ м}$ – глубина заложения подошвы ростверка от отметки планировки;

$\gamma_0=20 \text{ кН/м}^3$ – осредненный удельный вес материала фундамента и грунта на его уступах;

$$A_p = \frac{N_I}{\frac{F_d}{a^2 \cdot \gamma_k} - n \cdot \gamma_0 \cdot d_p} = 1.38 \text{ м}^2 \text{ - площадь ростверка (здесь } a \text{ – расстояние между}$$

осями свай, для висячих призматических забивных свай принимается $a=3d=0.9 \text{ м}$, $d=0,3 \text{ м}$ – размер поперечного сечения свай);

$$G_1^p = 41 \text{ кН}$$

Требуемое количество свай:

$$n_c = \frac{777.6 + 41}{671.3} \cdot 1.4 = 1.7.$$

Принимаем 4 сваи и располагаем их на расстоянии 0,9 м в осях друг от друга.

Нагрузка с учетом изгибающего момента, действующего на крайние сваи:

$$N = \frac{N_d}{n} \pm \frac{M \cdot y}{\sum y_i^2},$$

где N_d – вертикальная сила, кН, действующая на обресе фундамента (с учетом σ_1^p);

M – расчетный изгибающий момент в уровне обреза фундамента (подошвы ростверка): $M = 1.2 \cdot 136 = 163.2 \text{ кНм}$;

n – расстояние от главной оси до сваи, для которой определяется нагрузка;

y_i – расстояние от главной оси до каждой сваи.

$$N = \frac{777.6 + 41}{4} + \frac{163.2 \cdot 0.9}{4 \cdot 0.45^2} = 385.95 \text{ кН}$$

Проверим выполнение условия: $N \leq 1.2 \cdot \frac{F_d}{\gamma_k}$.

$$N = 385.95 \text{ кН} < 1.2 \cdot \frac{671.3}{1.4} = 576.3 \text{ кН}.$$

Условие выполняется, поэтому конструируем ростверк для фундамента из 4 свай.

Конструирование ростверка

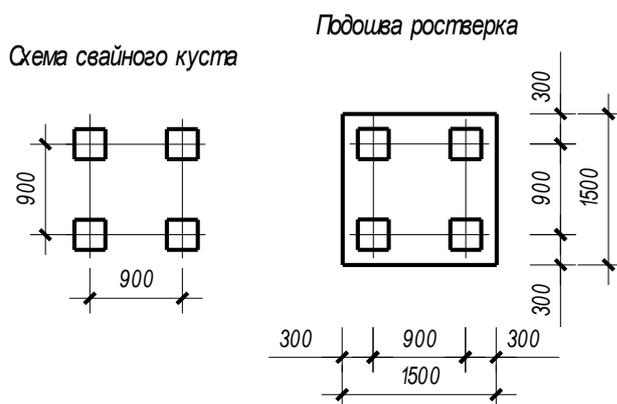


Рисунок 11 – Схема расположения свай в ростверке

Расстояние от края ростверка до сваи принимают не менее 0,2 м. или не менее размера поперечного сечения сваи. Размеры ростверка в плане принимаются кратными 30 см. Когда отношение длины ростверка к его высоте составляет не более 4:1, ростверк относят к жёстким. Высота ростверка назначается согласно расчёту. Размер ростверка по высоте принимается кратно 15 см. В фундаментах из висячих свай расстояния, а между осями свай принимаются в плоскости нижних концов свай - не меньше $3d$ и не более $6d$, где d - диаметр круглого или сторона квадратного, или большая сторона прямоугольного сечения сваи, а для свай-стоек - не менее $1,5d$ и не более $3d$.

После того как количество и расположение свай намечены, определяют размеры подошвы свайного ростверка, которые должны быть такими, чтобы расстояние от оси любого из крайних рядов свай до края подошвы было равно $0,7d$, причем свес ростверка от наружных граней составлял не менее 0,1 м.

Железобетонные ростверки рассчитываются по действующим нормам проектирования железобетонных конструкций. Сопряжение свайного ростверка со сваями допускается предусматривать как свободно опирающимся, так и жёстким. Свободное опирание ростверка на сваи должно учитываться в расчетах условно как шарнирное сопряжение и при монолитных ростверках должно выполняться путем заделки головы сваи в ростверк на глубину 50 - 100 мм. Заделка выпусков арматуры в ростверк в этом случае не обязательна.

Жесткое сопряжение свайного ростверка со сваями следует предусматривать в случаях, когда:

а) стволы свай располагаются в слабых грунтах (рыхлых песках, глинистых фунтах текучей консистенции, илах, торфах и т. д.);

б) в месте сопряжения сжимающая нагрузка, передаваемая на сваю, приложена к ней с эксцентриситетом, выходящим за пределы ее ядра сечения;

в) на сваи действуют горизонтальные нагрузки, величины перемещений, от которых при свободном опирании (определенные расчетом в соответствии с требованиями СНиП [6]) оказываются более предельно допустимых для проектируемого здания или сооружения;

г) в фундаменте имеются наклонные или составные вертикальные сваи;

д) сваи работают на выдергивающие нагрузки.

Жесткое сопряжение железобетонных свай с монолитным железобетонным ростверком следует предусматривать с заделкой головы сваи в ростверк на глубину, соответствующую длине анкерной арматуры, либо с заделкой в ростверк выпусков арматуры на длину их анкерной в соответствии с требованиями СНиП по проектированию бетонных железобетонных конструкций.

Принимаем ростверк с одной ступенью высотой 450 мм и размерами в плане 1,5х1,5 м. Материал ростверка - бетон класса В15. Высота ростверка, $H = 1200$ мм.

Определение осадки основания свайного фундамента.

Расчет осадки основания по схеме линейно деформируемого полупространства выполняем методом послойного суммирования. Определение осадки основания фундамента из висячих свай производится как для условного фундамента на естественном основании. Границы условного фундамента: снизу – плоскостью АБ, проходящей через нижние концы свай, с боков – вертикальными плоскостями АВ и БГ, отстоящими от наружных граней крайних рядов свай на расстоянии:

$d \cdot \operatorname{tg} \frac{\varphi_{\text{лсп}}}{4}$, сверху – поверхностью планировки грунта ВГ (рисунок 10), где $\varphi_{\text{лсп}}$ - средневзвешенное расчетное значение угла внутреннего трения грунта, определяемое по формуле:

$$\varphi_{\text{лсп}} = \frac{\varphi_{\text{п1}} \cdot d_1 + \varphi_{\text{п2}} \cdot d_2 + \varphi_{\text{п3}} \cdot d_3}{d} = \frac{19 \cdot 2.45 + 17 \cdot 2.7 + 20 \cdot 1.75}{6.9} = 18.47^\circ,$$

где $\varphi_{III}, \varphi_{II}$ и φ_{I} – расчетные значения углов внутреннего трения для пройденных свай слоев грунта толщиной соответственно d_1, d_2, d_3 ;

d – глубина погружения свай в грунт, считая от подошвы ростверка.

$$d \cdot \operatorname{tg} \frac{\varphi_{\text{Icp}}}{4} = 0.56 \text{ м} \longrightarrow$$

$$L_{\text{усл}} = 0,9 + 0,3 + 0,56 \cdot 2 = 2,32 \text{ м}; \quad L_{\text{усл}} = 0,9 + 0,3 + 0,56 \cdot 2 = 2,32 \text{ м}.$$

$$\text{Вес ростверка: } G_3 = 25 \cdot 0.45 \cdot 1.5 \cdot 1.5 = 25.3 \text{ кН}.$$

Вес свай: $G_1 = 4(7 \cdot 220 \cdot 10 + 50 \cdot 10) = 63.6 \text{ кН}$ (здесь 220 – масса 1 м свай, кг, 10 – ускорение свободного падения, $\text{м}/\text{с}^2$, 50 – масса острия свай, кг).

Вес грунта в объеме АБВГ:

$$G_2 = 3.8 \cdot 2.32 \cdot 2.32 \cdot 18.91 + 1.2 \cdot 2.32^2 \cdot 17.93 + 1.5 \cdot 2.32^2 \cdot 9.04 + 1.75 \cdot 2.32^2 \cdot 19.01 = 754.25 \text{ кН}$$

Давление под подошвой условного фундамента:

$$P_{\text{cp}} = \frac{N + G_1 + G_2 + G_3}{b \cdot l} = 277.2 \text{ кПа} < R_z$$

Расчетное сопротивление грунта под подошвой условного фундамента:

$$R_z = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} (M_\gamma k_z b_z \gamma_{II} + M_q d_z \gamma'_{II} + M_c c_{II}) = 840.25 \text{ кПа}$$

где $\gamma_{c1} = 1,25$; $\gamma_{c2} = 1$; $k = 1$;

$M_\gamma = 0,51$; $M_q = 3,06$; $M_c = 5,66$;

$k_z = 1$; $\gamma_{II} = 19,01 \text{ кН}/\text{м}^3$; $\gamma'_{II} = 19,01 \text{ кН}/\text{м}^3$; $c_{II} = 30 \text{ кПа}$; $d_z = 1,35 \text{ м}$.

Краевые давления под подошвой фундамента:

$$P_{\text{max}} = P + \frac{M_{II}}{W} \leq 1.2 \cdot R$$

$$P_{\text{min}} = P - \frac{M_{II}}{W} > 0$$

где $W = \frac{b \cdot l^2}{6} = 2.08 \text{ м}^3$ – момент сопротивления подошвы фундамента.

$$P_{\text{max}} = 277.2 + \frac{136}{2.08} = 342.58 \text{ кПа} < 1.2 \cdot R = 1008.3 \text{ кПа}$$

$$P_{\text{min}} = 277.2 - \frac{136}{2.08} = 211.8 > 0$$

Вертикальное напряжение от действия собственного веса грунта на уровне подошвы условного свайного фундамента:

$$\sigma_{zg,0} = 19.01 \cdot 8.25 = 156.83 \text{ кПа}$$

Дополнительное давление под подошвой условного фундамента:

$$P_0 = P_{cp} - \sigma_{zg,0} = 277.2 - 156.83 = 120.37 \text{ кПа}$$

$$h_i \leq 0.4 \cdot b = 0.4 \cdot 2.32 = 0.928 \text{ м}$$

1. $z=0,45 \text{ м}$

$$\sigma_{zg} = \sigma_{zg} + \sum \gamma \cdot h = 165.4 \text{ кПа}$$

$$\xi = 2 \cdot z/b = 0.4, \quad \eta = l/b = 1 \rightarrow \text{no CHuП} \quad \alpha = 0,96$$

$$\sigma_{zp} = \alpha \cdot P_0 = 115.6 \text{ кПа}$$

2. $z=0,9 \text{ м}$

$$\sigma_{zg} = \sigma_{zg} + \sum \gamma \cdot h = 173.9 \text{ кПа}$$

$$\xi = 2 \cdot z/b = 0.8 \quad \eta = l/b = 1 \rightarrow \text{no CHuП} \quad \alpha = 0,8$$

$$\sigma_{zp} = \alpha \cdot P_0 = 96.3 \text{ кПа}$$

3. $z=1,35 \text{ м}$

$$\sigma_{zg} = \sigma_{zg} + \sum \gamma \cdot h = 182.5 \text{ кПа}$$

$$\xi = 2 \cdot z/b = 1.2 \quad \eta = l/b = 1 \rightarrow \text{no CHuП} \quad \alpha = 0,606$$

$$\sigma_{zp} = \alpha \cdot P_0 = 72.9 \text{ кПа}$$

4. $z=1,8 \text{ м}$

$$\sigma_{zg} = \sigma_{zg} + \sum \gamma \cdot h = 191 \text{ кПа}$$

$$\xi = 2 \cdot z/b = 1.6 \quad \eta = l/b = 1 \rightarrow \text{no CHuП} \quad \alpha = 0,449$$

$$\sigma_{zp} = \alpha \cdot P_0 = 54.05 \text{ кПа}$$

5. $z=2,25 \text{ м}$

$$\sigma_{zg} = \sigma_{zg} + \sum \gamma \cdot h = 199.6 \text{ кПа}$$

$$\xi = 2 \cdot z/b = 1.9 \quad \eta = l/b = 1 \rightarrow \text{no CHuП} \quad \alpha = 0,364$$

$$\sigma_{zp} = \alpha \cdot P_0 = 43.8 \text{ кПа}$$

6. $z=2,7 \text{ м}$

$$\sigma_{zg} = \sigma_{zg} + \sum \gamma \cdot h = 208.2 \text{ кПа}$$

$$\xi = 2 \cdot z/b = 2.3 \quad \eta = l/b = 1 \rightarrow \text{no CHuП} \quad \alpha = 0,277$$

$$\sigma_{zp} = \alpha \cdot P_0 = 33.3 \text{ kPa}$$

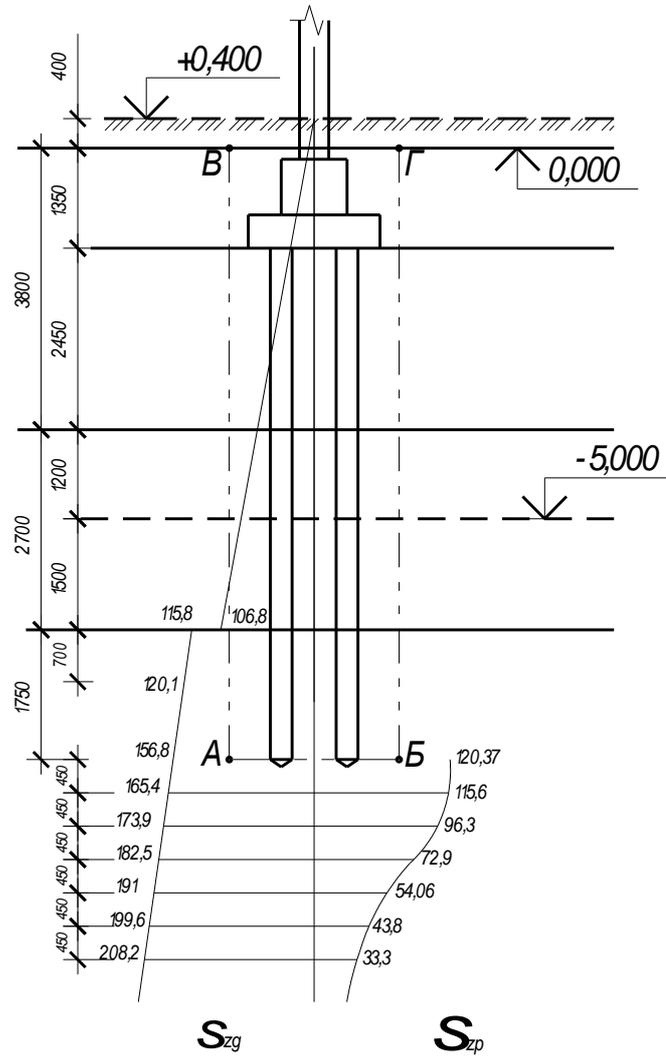


Рисунок 12 – Схема к определению осадки свайного фундамента

Результаты расчетов сведены в таблицу №11.

Z, м	γ , кН/м ³	σ_{zg} , кПа	ξ	α	σ_{zp} , кПа	σ_{zp_i} , кПа
0		156,8	0	1	120,37	117,99
0,45		165,4	0,4	0,96	115,6	105,95
0,9		173,9	0,8	0,8	96,3	84,6
1,35	19,01	182,5	1,2	0,606	72,9	63,48
1,8		191	1,6	0,449	54,06	48,93
2,25		199,6	1,9	0,364	43,8	38,5
2,7		208,2	2,3	0,277	33,3	

Осадка основания:

$$S = 0,8 \left(\frac{117,99 \cdot 0,45}{16330} + \frac{105,95 \cdot 0,45}{16330} + \frac{84,6 \cdot 0,45}{16330} + \frac{63,48 \cdot 0,45}{16330} + \frac{48,93 \cdot 0,45}{16330} + \frac{38,5 \cdot 0,45}{16330} \right) = 0,01 \text{ м} = 1 \text{ см} < S_u = 8 \text{ см}$$

Требование СНиП выполняется.

Задание для практического занятия

Выполнить расчет и конструирование свайного фундамента. Исходные данные для решения задачи при выполнении практической работы предлагаются каждому студенту в виде индивидуального задания.

Ответьте на вопросы:

1. Область применения свайных фундаментов?
2. Классификация свай?
3. Особенности взаимодействия с грунтом свай-стоек и висячих свай?
4. Определение числа свай в фундаменте и размещение их в плане?

СПИСОК РЕКОМЕНДУЕМОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

Основная литература

1. Маилян Л.Р. Конструкции зданий и сооружений с элементами статики/ под ред. Маиляна Л.Р.: Москва : ИНФРА-М, 2020. — 687 с. — (Среднее профессиональное образование). - ISBN . - Текст : электронный. - URL: <https://new.znaniium.com/catalog/product/1069042>
2. Сетков, В. И. Строительные конструкции. Расчет и проектирование : учебник / В.И. Сетков, Е.П. Сербин. - 3-е изд., испр. и доп. — Москва : ИНФРА-М, 2019. - 444 с. - (Среднее профессиональное образование). - ISBN 978-5-16-102378-5. - Текст : электронный. - URL: <https://new.znaniium.com/catalog/product/988154>
3. Сербин, Е. П. Строительные конструкции : учебное пособие / Е.П. Сербин, В.И. Сетков. — Москва : РИОР : ИНФРА-М, 2020. — 236 с. — (СПО). — DOI: <https://doi.org/10.12737/1107>. - ISBN 978-5-16-100517-0. - Текст : электронный. - URL: <https://new.znaniium.com/catalog/product/1069046>

Дополнительная литература

1. Сборник задач по строительным конструкциям : учеб. пособие / А.И. Павлова. — М. : ИНФРА-М, 2018. — 143 с. — (Среднее профессиональное образование). — www.dx.doi.org/10.12737/831. - Режим доступа: <http://znaniium.com/catalog/product/952266>

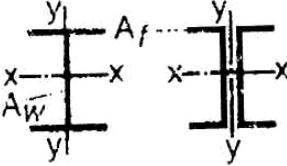
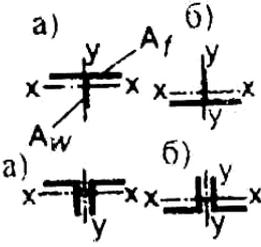
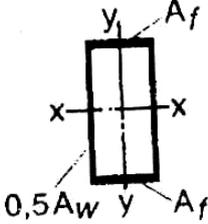
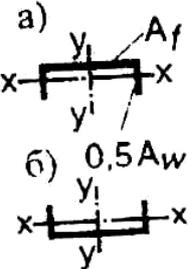
Интернет-ресурсы:

1. <http://znaniium.com/catalog.php?bookinfo=186620> . - планировка и застройка населенных мест
2. www.stroit.ru – содержит сведения о новейших строительных конструкциях.
3. www.t-bulding.ru – сайт содержит сведения о новейших строительных материалах.

ПРИЛОЖЕНИЯ

Приложение 1

Таблица 1 – Коэффициенты $c(c_x)$, c_y , n для расчета на прочность элементов стальных конструкций с учетом развития пластических деформаций

Схема сечения	A/A_w	Значения коэффициентов		
		$c(c_x)$	c_y	n при $M_y = 0^*$
	0,25 0,5 1 2	1,19 1,12 1,07 1,04	1,47	1,5
	–	1,6	1,47	а) 3 б) 1
	0,25 0,5 1,0 2,0	1,19 1,12 1,07 1,04	1,07 1,12 1,19 1,26	1,5
	0,5 1 2	1,6	1,07 1,12 1,19	а) 3 б) 1

* При $M_y \neq 0$ $n=1,5$.

Примечание. При определении коэффициентов для промежуточных значений A/A_w допускается линейная интерполяция.

Таблица 2 – Нормы расстановки болтов в болтовых соединениях

Характеристика расстояния	Расстояния при размещении болтов
1. Расстояния между центрами болтов в любом направлении: а) минимальное б) максимальное в крайних рядах при отсутствии окаймляющих уголков при растяжении и сжатии в) максимальное в средних рядах, а также в крайних рядах при наличии окаймляющих уголков: при растяжении при сжатии	2,5 <i>d</i> 8 <i>d</i> или 12 <i>t</i> 16 <i>d</i> или 24 <i>t</i> 12 <i>d</i> или 18 <i>t</i>
2. Расстояния от центра болта до края элемента: а) минимальное вдоль усилия б) то же, поперек усилия: при обрезных кромках при прокатных кромках в) максимальное г) минимальное для высокопрочных болтов при любой кромке и любом направлении усилия	2,0 <i>d</i> 1,5 <i>d</i> 1,2 <i>d</i> 4 <i>d</i> или 8 <i>t</i> 1,3 <i>d</i>

Примечание. В соединениях элементов из стали с пределом текучести свыше 38 кН/см² минимальное расстояние между болтами следует принимать равным 3*d*, *d* - диаметр отверстия для болта; *t* - толщина наиболее тонкого наружного элемента.

Таблица 3 – Значения минимальных катетов угловых швов

Вид соединения	Вид сварки	Предел текучести МПа (кгс/см ²)	Минимальные катеты швов k_f (мм), при толщине более толстого из свариваемых элементов t , мм						
			4-5	6-10	11-16	17-22	23-32	33-40	41-80
Тавровое с двусторонними угловыми швами; нахлесточное и угловое	Ручная	До 430 (4400)	4	5	6	7	8	9	10
		Св.430 (4400) до 530 (5400)	5	6	7	8	9	10	12
	Автоматическая и полуавтоматическая	До 430 (4400)	3	4	5	6	7	8	9
		Св. 430 до 530 (5400)	4	5	6	7	8	9	10
Тавровое с односторонними угловыми швами	Ручная	До 380 (3900)	5	6	7	8	9	10	12
	Автоматич. и полуавтомат.		4	5	6	7	8	9	10

Таблица 4 – Расчётные сопротивления срезу и растяжению болтов

Напряжённое состояние	Условное обозначение	Расчетное сопротивление, МПа (кгс/см ²), болтов классов					
		4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	8.8
Срез	R_{bs}	150 (1500)	160 (1600)	190 (1900)	200 (2000)	230 (2300)	320 (3200)
Растяжение	R_{bt}	170 (1700)	160 (1600)	210 (2100)	200 (2000)	250 (2500)	400 (4000)

Таблица 5 – Расчётные сопротивления растяжению фундаментных болтов

Диаметр болтов, мм	Расчётные сопротивления, R_{ba} , МПа (кг/см^2), болтов из стали марок		
	ВСт3кп2 по ГОСТ 380-71** (с 1990 г. ГОСТ 535-88)	09Г2С по ГОСТ 19281-73*	10Г2С1 по ГОСТ 19281-73*
12, 16, 20	185(1900)	235(2400)	240(2450)
24, 30	185(1900)	230(2350)	235(2400)
36, 42, 48, 56	185(1900)	225(2300)	225(2300)
64, 72, 80	185(1900)	220(2250)	215(2200)
90, 100	185(1900)	215(2200)	215(2200)
110, 125, 140	185(1900)	215(2200)	—

Таблица 6 – Расчётные сопротивления смятию элементов, соединяемых болтами

Временное сопротивление стали соединяемых элементов R_{un} , МПа (кгс/мм ²)	Расчетные сопротивления, МПа (кгс/см ²), смятию элементов R_{br} , соединяемых болтами	
	выполняемых болтами класса точности А	классов точности В и С, высокопрочных без регулируемого натяжения.
1	2	3
360 (37)	475 (4800)	430 (4350)
365 (37)	485 (4900)	440 (4450)
370 (38)	495 (5100)	450 (4600)
380 (39)	515 (5300)	465 (4800)
390 (40)	535 (5500)	485 (5000)
400 (41)	560 (5750)	505 (5200)
430 (44)	625 (6400)	565 (5800)
440 (45)	650 (6650)	585 (6000)
450 (46)	675 (6900)	605 (6200)
460 (47)	695 (7150)	625 (6400)
470 (48)	720 (7350)	645 (6600)
480 (49)	745 (7600)	670 (6850)
490 (50)	770 (7850)	690 (7050)
500 (51)	795 (8150)	710 (7250)
510 (52)	825 (8400)	735 (7500)
520 (53)	850 (8650)	760 (7750)
530 (54)	875 (8950)	780 (7950)
540 (55)	905 (9200)	805 (8200)
570 (58)	990 (10050)	880 (8950)
590 (60)	1045 (10600)	930 (9450)

Таблица 7 – Коэффициенты глубины проплавления швов

Вид сварки при диаметре сварочной проволоки d, мм	Положение шва	Коэффициент	Значения коэффициентов β_f и β_z при катетах швов, мм			
			3-8	9-12	14-16	18 и более
Автоматическая при d = 3-5	В лодочку	β_f	1,1			0,7
		β_z	1,15			1,0
	Нижнее	β_f	1,1	0,9		0,7
		β_z	1,1 5	1,05		1,0
Автоматическая и полуавтоматическая при d = 1,4-2	В лодочку	β_f	0,9		0,8	0,7
		β_z	1,05		1,0	
	Нижнее, горизонтальное, вертикальное	β_f	0,9	0,8	0,7	
		β_z	1,0 5	1,0		
Ручная; полуавтоматическая проволокой сплошного сечения при d < 1,4 или порошковой проволокой	В лодочку, нижнее, горизонтальное, вертикальное, потолочное	β_f	0,7			
		β_z	1,0			

Примечание: значения коэффициентов соответствуют нормальным режимам сварки.

Таблица 8 – Коэффициенты φ продольного изгиба центрально сжатых эле-

ментов

Гибкость λ	Коэффициенты φ для элементов с расчетным сопротивлением R_y , МПа (кгс/см ²)							
	200 (2050)	240 (2450)	280 (2850)	320 (3250)	360 (3650)	400 (4100)	440 (4500)	480 (4900)
10	988	987	985	984	983	982	981	980
20	967	962	959	955	952	949	946	943
30	939	931	924	917	911	905	900	895
40	906	894	883	873	863	854	846	839
50	869	852	836	822	809	796	785	775
60	827	805	785	766	749	721	696	672
70	782	754	724	687	654	623	595	568
80	734	686	641	602	566	532	501	471
90	665	612	565	522	483	447	413	380
100	599	542	493	448	408	369	335	309
110	537	478	427	381	338	306	280	258
120	479	419	366	321	287	260	237	219
130	425	364	313	276	247	223	204	189
140	376	315	272	240	215	195	178	164
150	328	276	239	211	189	171	157	145
160	290	244	212	187	167	152	139	129
170	259	218	189	167	150	136	125	115
180	233	196	170	150	135	123	112	104
190	210	177	154	136	122	111	102	094
200	191	161	140	124	111	101	093	086
210	174	147	128	113	102	093	085	079
220	160	135	118	104	094	086	077	073

Примечание: значения коэффициентов φ в таблице увеличены в 1000 раз.

Таблица 9 – Нормативные и расчетные сопротивления металла швов сварных соединений с угловыми швами

Сварочные материалы		R_{wun} , МПа (кгс/см ²)	R_{wf} , МПа (кгс/см ²)
Тип электрода (по ГОСТ 9467-75)	Марка проволоки		
Э42, Э42А	СВ-08, СВ-08А	410 (4200)	180 (1850)
Э46, Э46А	СВ-08ГА	450 (4600)	200 (2050)
Э50, Э50А	СВ-10ГА, СВ-08Г2С, СВ-08Г2СЦ, ПП-АН8, ПП-АН3	490 (5000)	215 (2200)
Э60	СВ-08Г2С*, СВ-08Г2СЦ*, СВ-10НМА, СВ-10Г2	590 (600)	240 (2450)
Э70	СВ-10ХГ2СМА, СВ-08ХН2ГМЮ	685 (7000)	280 (2850)
Э85	-	835 (8500)	340 (3450)

Примечание:

* Только для швов с катетом $k_f \leq 8$ мм в конструкциях из стали с пределом текучести 440 МПа (4500 кгс/см²) и более

Параметры сплошных забивных ненапряженных Ж\Б свай квадратного сечения

Поперечное сечение, см	Длина свай, м
20 x 20	3; 3,5; 4; 4,5; 5; 5,5; 6; 7
25 x 25	3; 3,5; 4; 4,5; 5; 5,5; 6; 7
30 x 30	3; 3,5; 4; 4,5; 5; 5,5; 6; 7; 8; 9; 10; 11; 12
35 x 35	8; 9; 10; 11; 12; 13; 14; 15; 16
40 x 40	13; 14; 15; 16

Заготовительная длина свай считается от головы сваи до нижнего конца без учета остря.

Расчетные сопротивления R

Глубина погружения свай, м	R под нижним концом забивных свай оболочек, не заполняемых бетоном, МПа						
	песчаных грунтов средней плотности						
	гравелистых	крупных	-	Сред. крупности	мелких	пылеватых	-
	пылевато-глинистых грунтов при показателе текучести I_L равном						
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
a	b	c	D	e	f		k
3	7,5	6,6 4,0	3,0	3,1 2,0	2,0 1,2	1,1	0,6
4	8,3	6,8 5,1	3,8	3,2 2,5	2,1 1,6	1,25	0,7
5	8,8	7,0 6,2	4,0	3,4 2,8	2,2 2,0	1,3	0,8
7	9,7	7,3 6,9	4,3	3,7 3,3	2,4 2,2	1,4	0,85
10	10,5	7,7 7,3	5,0	4,0 3,5	2,6 2,4	1,5	0,9
15	11,7	8,2 7,5	5,6	4,4 4,0	2,9	1,65	1,0
20	12,6	8,5	6,2	4,8 4,5	3,2	1,8	1,1
25	13,4	9,0	6,8	5,2	3,5	1,95	1,2
30	14,2	9,5	7,4	5,6	3,8	2,1	1,3
35	15,0	10,0	8,0	6,0	4,1	2,25	1,4

Примечание: В столбцах c , e , f верхние значения R для пылевато-глинистых грунтов.

Расчетное сопротивление f

Средняя глубина на рас- поло- жения слоя, м	Значения f по боковой поверхности свай и свай оболочек, МПа								
	песчаных грунтов средней плотности								
	крупных и средней крупности	мел- ких	пылева- тых						
	пылевато-глинистых грунтов при показателе текучести I_L равном								
	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
1	0,035	0,023	0,015	0,012	0,008	0,004	0,004	0,003	0,002
2	0,042	0,030	0,021	0,017	0,012	0,007	0,005	0,004	0,004
3	0,048	0,035	0,025	0,020	0,014	0,008	0,007	0,006	0,005
4	0,053	0,038	0,027	0,022	0,016	0,009	0,008	0,007	0,005
5	0,056	0,040	0,029	0,024	0,017	0,010	0,008	0,007	0,006
6	0,058 J	0,042	0,031	0,025	0,018	0,010	0,008	0,007	0,006
8	0,062	0,044	0,033	0,026	0,019	0,010	0,008	0,007	0,006
10	0,065	0,046	0,034	0,027	0,019	0,010	0,008	0,007	0,006
15	0,072	0,051	0,038	0,028	0,020	0,011	0,008	0,007	0,006
20	0,079	0,056	0,041	0,030	0,020	0,012	0,008	0,007	0,006
25	0,086	0,061	0,044	0,032	0,020	0,012	0,008	0,007	0,006
30	0,093	0,066	0,047	0,034	0,021	0,012	0,009	0,008	0,007
35	0,100	0,070	0,050	0,036	0,022	0,013	0,009	0,008	0,007

Примечания: При определении f пласты грунтов следует разделять на однородные слои толщиной не более 2 м. Расчетное сопротивление плотных песчаных грунтов по боковой поверхности свай и свай-оболочек f следует увеличивать на 30% по сравнению со значениями, приведенными в таблице.