

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ
УЧРЕЖДЕНИЕ ОБРАЗОВАНИЯ
«БРЕСТСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ»

Кафедра строительных конструкций

**РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ
ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫХ
НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ ПОКРЫТИЙ
ОДНОЭТАЖНЫХ ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ**

*Пособие к выполнению 2-го
курсового проекта по курсу
"Железобетонные конструкции" для студентов
специальности 70 02 01 дневной и заочной форм обучения*

ЧАСТЬ 2

Брест 2015

УДК 624.012 (07)
ББК 38.53.я73
Ш18

Рецензент: зав.НИЛ металлических конструкций
и арматурных изделий в конструктивных системах
зданий и сооружений РУП «Институт БелНИИС»
к.т.н. **Щербач А.В.**

начальник отдела исследований и испытаний строительных
конструкций Республиканского научно-исследовательского и
опытно-конструкторского предприятия «Научно-технический
центр» г. Брест, к.т.н. **Лебель А.В.**

Ш18 Шалобьга Н.Н., Малиновский В.Н., Матвеевко Н.В.
Расчет и конструирование предварительно напряженных ребристой плиты покрытия
и двускатной балки со сплошной стенкой: пособие к выполнению II-го курсового
проекта по курсу "Железобетонные конструкции" специальности 70 02 01 дневной и
заочной форм обучения. – Брест: Издательство БрГТУ, 2015. – С. 116.

ISBN 978-985-493-323-8

Пособие содержит примеры расчета и конструирования предварительно напряженных
железобетонных несущих конструкций покрытий ОПЗ, подлежащих расчету во II
курсовом проекте и в дипломном проектировании. При подготовке примеров приведены
рекомендации по расчету и конструированию предварительно напряженных железобетонных
ребристой плиты покрытия и двускатной балки со сплошной стенкой и даны
необходимые ссылки на учебную или нормативную литературу, примеры расчета
выполнены в соответствии с требованиями норм проектирования железобетонных
конструкций СНБ 5.03.01 и ТКП EN 1992-1.

Пособие предназначено для студентов специальности 70 02 01 (ПГС) всех форм
обучения, а также может быть использовано при курсовом и дипломном проектировании
студентами других специальностей строительного факультета. Издается в 2-х частях. Часть 2.
Ил. 25, список литературы: источников 7.

УДК 624.012 (07)
ББК 38.53.я73

ISBN 978-985-493-323-8

© Шалобьга Н.Н., 2015
© Малиновский В.Н., 2015
© Матвеевко Н.В., 2015
© Издательство БрГТУ, 2015

ОГЛАВЛЕНИЕ

Введение	5
1 Указания по расчету и конструированию элементов ребристых плит покрытий.....	6
1.1 Формирование основных размеров плит	6
1.2 Материалы.....	6
1.3 Расчет и конструирование плит	7
1.3.1 Установление расчетной схемы и расчетных сечений.....	7
1.3.2 Сбор нагрузок	7
1.3.3 Определение расчетных усилий.....	8
1.3.4 Расчет на прочность нормального сечения плиты.....	9
1.3.5 Расчет на прочность наклонных сечений.....	9
1.3.6 Расчет на трещиностойкость	10
1.3.7 Расчет по деформациям	10
1.3.8 Расчет в стадии изготовления, транспортирования и монтажа	11
1.3.9 Конструирование	12
2. Расчет и конструирование железобетонной ребристой плиты покрытия ...	15
2.1 Исходные данные для проектирования плиты	15
2.2 Определение нагрузок на плиту	17
2.3 Расчет полки.....	17
2.4 Расчет поперечного ребра.....	20
2.5 Расчет прочности нормальных сечений продольного ребра в стадии эксплуатации	23
2.5.1 Предварительное определение площади сечения продольной арматуры	24
2.5.2 Определение геометрических характеристик сечения продольных ребер	25
2.5.3 Предварительные напряжения в арматуре.	27
2.5.4 Расчет потерь усилия предварительного напряжения в напрягаемой арматуре	27
2.5.5 Проверка прочности нормального сечения по фактическому армированию	30
2.6 Расчет прочности наклонных сечений	34
2.7 Расчет прочности плиты в стадии изготовления и монтажа.....	35
2.8 Расчет по образованию нормальных трещин в стадии эксплуатации ...	36
2.9 Расчет по раскрытию нормальных трещин в стадии эксплуатации.....	36
2.10 Расчет по образованию трещин, наклонных к продольной оси плиты в стадии эксплуатации.....	38
2.11 Расчет по образованию нормальный трещин в стадии изготовления.....	41
2.12 Расчет плиты по деформациям.....	42
3 Указания по расчету и конструированию стропильных балок.....	44
3.1 Формирование основных размеров балок.....	44
3.2 Материалы.....	45

3.3 Расчетная схема балки и определение расчетных усилий	45
3.4 Расчёт на прочность по нормальным сечениям	46
3.5 Расчет на прочность по наклонным сечениям.....	46
3.6 Расчет на трещиностойкость	47
3.7 Расчет по деформациям	48
3.8 Расчет балки в стадии изготовления, транспортирования и монтажа.....	48
3.9 Конструирование балок	49
3.9.1 Армирование опорных участков.....	49
3.9.2 Конструирование конька двускатных балок	50
3.10 Особенности расчета и конструирования решетчатых балок.....	51
4 Расчет и конструирование предварительно напряженной железобетонной двускатной балки покрытия со сплошной стенкой.....	52
4.1. Исходные данные	52
4.2 Определение расчетного пролета балки	53
4.3 Габаритные размеры балки.....	53
4.4 Подсчет нагрузок на балку	53
4.5 Определение усилий в расчетных сечениях балки	55
4.6 Расчет прочности нормальных сечений балки в стадии эксплуатации. 56	
4.6.1 Предварительный подбор напрягаемой арматуры балки.....	56
4.6.2 Определение геометрических характеристик сечения	58
4.6.3 Предварительные напряжения в арматуре.	60
4.6.4 Расчет потерь усилия предварительного напряжения в напрягаемой арматуре	61
4.6.5 Расчетные величины усилий предварительного обжатия бетона и длины зоны передачи преднапряжения	65
4.6.6 Проверка прочности нормального сечения по фактическому армированию	66
4.7 Расчет прочности сечений наклонных к продольной оси	68
4.8 Расчет прочности балки в стадии изготовления и монтажа	72
4.9 Расчет по образованию нормальных трещин в стадии эксплуатации	75
4.10 Расчет по раскрытию нормальных трещин в стадии эксплуатации	76
4.11 Расчет по образованию трещин, наклонных продольной оси балки в стадии эксплуатации.....	78
4.12 Расчет балки по деформациям	81
Список использованных источников.....	93
Приложения.....	95
Приложение 1	95
Приложение 2.....	100
Приложение 3.....	106
Приложение 4.....	107

ВВЕДЕНИЕ

Пособие предназначено в помощь студентам, выполняющим второй курсовой проект по курсу «Железобетонные и каменные конструкции», одним из разделов которого является расчёт и конструирование предварительных конструкций каркаса одноэтажного производственного здания. Указания содержат рекомендации по определению армирования двускатных со сплошной стенкой балок и ребристых плит покрытия при заданных их габаритах с последующей проверкой по предельным состояниям для стадий изготовления, транспортировки, монтажа и эксплуатации на воздействие внешних расчётных нагрузок и усилий предварительного обжатия.

С вопросами применения двускатных балок и ребристых плит покрытия в производственных зданиях, а также с основными положениями их расчёта и конструирования студент может ознакомиться по источникам [7, с. 409-413; 8, с. 50-51; 9; 10].

Методическое пособие составлено с учётом нормативных документов [1, 2, 3, 4] и предназначены для студентов специальности 1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство» дневной и заочной форм обучения, а также могут быть полезны при выполнении раздела дипломного проекта студентам других специальностей.

1 УКАЗАНИЯ ПО РАСЧЕТУ И КОНСТРУИРОВАНИЮ ЭЛЕМЕНТОВ РЕБРИСТЫХ ПЛИТ ПОКРЫТИЙ

В современных одноэтажных промышленных зданиях основным конструктивным типом решения покрытий является безпрогонное – с применением ребристых плит длиной 6 и 12 м, укладываемых на ригели, в качестве которых чаще всего используются балки, фермы или арки. Общие принципы расчета и конструирования ребристых плит покрытий длиной 6 и 12 м отличий не имеют, поэтому в дальнейшем рассматриваются вопросы расчета и конструирования предварительно напряженной ребристой плиты длиной 12 м.

1.1 Формирование основных размеров плит

При назначении размеров сборных плит покрытий одноэтажных каркасных зданий можно пользоваться типовыми проектами данных конструкций [12, 20]. В общем случае, типовой проект следует рассматривать как дополнительный материал, позволяющий студенту получить сведения о конструктивном исполнении реальных железобетонных конструкций, и который, на основе проверочных расчетов, может быть использован полностью или частично применительно к заданию курсового или дипломного проектов.

Обычно номинальная ширина плит покрытий одноэтажных зданий принимается таким образом, чтобы было минимальное количество их типовых размеров и в пределах $1,0 \div 2,0$ м. Номинальная ширина плит покрытия одноэтажных зданий принимается из условий узлового опирания их на фермы, являющимися ригелями поперечных рам, и, как правило, принимается равным $B = 3,0$ м. Конструктивная ширина плит во всех случаях принимается на $1 \div 2$ см меньше номинальной, а конструктивная длина плит на $2 - 4$ см короче их номинальной длины.

Ориентировочно, высота поперечного сечения плит определяется из условий жесткости (предельного прогиба) $h = (1/20 \div 1/30) \cdot l_0$, где l_0 - расчетный пролет плиты.

Фактическая высота типовых ребристых плит принимается 300 мм при длине 6 м и 450 (455) мм при 12 м.

1.2 Материалы

Класс бетона и класс напрягаемой и ненапрягаемой арматуры для предварительно напряженных плит покрытия принимаются согласно заданию на курсовой или дипломный проекты. В случае отсутствия исходных данных (в дипломном проектировании) класс бетона и арматуры студент принимает самостоятельно в соответствии с рациональным и эффективным сочетанием материалов для данных конструкций.

Арматура для изготовления монтажных петель и сталь для закладных деталей принимаются в соответствии требованиями, предъявляемыми к данным деталям.

1.3 Расчет и конструирование плит

Плита рассчитывается на нагрузки, действующие в стадии эксплуатации, а также на нагрузки в стадии изготовления, транспортирования и монтажа. В ребристых плитах определяется расчетная рабочая арматура в продольных, поперечных ребрах и в полке плиты, при этом, в ребрах плиты определяются продольная и поперечная арматура, а в полке плиты – арматура, формируемая в виде сварной сетки, обеспечивающая прочность всех сечений полки, как в продольном, так и в поперечном направлениях.

Основными этапами расчета плит являются:

- установление расчетной схемы и расчетных сечений;
- подсчет нагрузок;
- определение расчетных усилий в расчетных сечениях;
- расчет по несущей способности (подбор арматуры);
- расчет по образованию и раскрытию трещин;
- расчет по деформациям (определение прогибов);
- расчет на прочность в стадии изготовления, транспортирования и монтажа;
- конструирование плиты (разработка конструкций арматурных каркасов, сеток и закладных деталей).

В случае необходимости выполняется корректировка принятых размеров сечений плиты и арматуры и производится ее повторный расчет.

1.3.1 Установление расчетной схемы и расчетных сечений

Расчет ребристой плиты покрытия складывается непосредственно из расчета в продольном направлении плиты в целом, поперечных ребер и полки. При статическом расчете плита рассматривается как изгибаемый элемент, представляющий собой свободно опертую однопролетную балку, нагруженную равномерно распределенной или сосредоточенной нагрузкой. Для плиты в целом расчетный пролет l_0 принимается равным расстоянию между осями ее опор. Для поперечного ребра ребристой плиты расчетный пролет принимается равным расстоянию между осями продольных ребер плиты. Для полки ребристой плиты расчетные пролеты принимаются равными расстоянию в свету между соответствующими ребрами. Ось опоры плиты принимается по середине ее фактической площадки опирания на ригель.

1.3.2 Подсчет нагрузок

Нагрузка от собственного веса плиты принимается равномерно распределенной по ее площади. Полная нормативная нагрузка $(g_{ст} + q_{ст})$ плиты складывается из постоянной нагрузки и переменной (веса рабочего с инструментом или снеговой). Постоянная нагрузка $g_{ст}$ состоит из собственного веса плиты и веса конструктивных слоев покрытия. Переменная снеговая нагрузка $q_{ст}^s$ принимается согласно району строительства и 1,0 кН (1.5 кН) от веса рабочего с инструментом.

Полная расчетная нагрузка ($g_{sd} + q_{sd}$) получается путем умножения нормативной нагрузки на частный коэффициент безопасности по нагрузке γ_F , который принимается равным 1,35 для постоянных нагрузок и 1,5 для переменных.

Для расчета плиты по предельным состояниям второй группы (на трещиностойкость и по деформациям, а также при подсчете потерь предварительного напряжения) необходимо определить величину сочетаний нагрузок: при частой комбинации ($g_{sk} + \psi_1 \cdot q_{sk}$) и при практически постоянной комбинации ($g_{sk} + \psi_2 \cdot q_{sk}$). Значения коэффициентов сочетаний для переменных нагрузок принимаются по таблице А.1 приложения А [2].

При расчете плиты в целом на изгиб удобно все найденные нагрузки привести к нагрузкам на 1 пог.м. пролета плиты, для этого их необходимо умножить на номинальную ширину плиты В (м), а при определении усилий, рассматриваются сочетания усилий в соответствии с приложением А [2].

1.3.3 Определение расчетных усилий

Для расчета плиты в целом усилия определяются по правилам строительной механики как для однопролетной свободно лежащей балки с расчетным пролетом l_0 , изгибающие моменты М и поперечные силы V от полных расчетных нагрузок основного сочетания двух видов и полных нормативных (редкое сочетание) нагрузок, а усилия М и V от действия частного и практически постоянного сочетаний (комбинаций) нагрузок (см. п. 1.3.2).

При расчете поперечных ребер ребристой плиты на прочность также определяются изгибающие моменты и поперечные силы как в однопролетной балке, загруженной по двум схемам:

а) распределенной постоянной и переменной нагрузкой, передаваемой полкой и собственного веса ребра;

б) распределенной постоянной нагрузкой, передаваемой полкой и собственного веса ребра и переменной сосредоточенной силой от веса рабочего с инструментом.

При этом распределенная нагрузка на ребро, передаваемая полкой, собирается с грузовой площади, шириной, равной расстоянию в осях между ребрами.

Расчет полки ребристой плиты и определение расчетных усилий в ней выполняются в соответствии с требованиями расчета плит, работающих в одном направлении ($l_1/l_2 > 3$, l_1 -большой размер в свету между соответствующими ребрами) или в двух направлениях ($l_1/l_2 < 3$), при этом полка ребристой плиты считается защемленной по всему контуру т.к. окаймлена продольными и поперечными ребрами плиты (методика расчета плит, работающих в одном или в двух направлениях подробно изложена соответственно на стр. 658 – 660 и стр. 314 – 317 [7]).

1.3.4 Расчет на прочность нормального сечения плиты

Задачей данного расчета является проверка принятых геометрических размеров поперечного сечения и подбор продольной напрягаемой арматуры плиты.

Предварительный подбор продольной напрягаемой арматуры выполняется одним из методов, заложенных в нормы СНБ 5.03.01-02 [2]. Наиболее удобнее на данном этапе использовать метод предельных усилий (п.п.7.1.2.1-7.1.2.10 [2]).

После предварительного подбора напрягаемой арматуры и вычисления потерь предварительного напряжения выполняется поверочный расчет прочности нормального сечения плиты с принятой напрягаемой арматурой. В необходимых случаях при расчете ребристых панелей в состав общей рабочей продольной арматуры может быть включена ненапрягаемая арматура, входящая в состав каркаса поперечной арматуры в ребре панели. Определение количества и диаметра стержней напрягаемой арматуры, а также другой арматуры плиты выполняется по сортаменту арматуры (приложение 3).

Расчет прочности нормального сечения ребристой плиты сводится к расчету таврового сечения с полкой в сжатой зоне и геометрическими параметрами согласно рисунку 1.

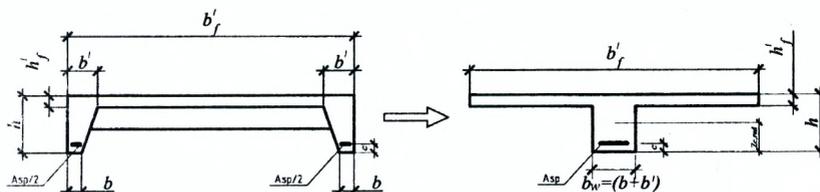


Рисунок 1 – Эквивалентное поперечное сечение плиты

1.3.5 Расчет на прочность наклонных сечений

Расчет выполняется на воздействие поперечной силы и изгибающего момента. Расчетным сечением является наклонное сечение, расположенное на расстоянии не менее половины и не далее полной величины рабочей высоты сечения (d_0).

Расчет на прочность наклонных сечений имеет целью определение требуемого сечения поперечной арматуры плиты и выполняется одним из методов: расчет на основе расчетной модели наклонных сечений, п.п.7.2.–2.2-7.2.2.14 [2], расчет на основе стержневой модели (ферменной аналогии), п.п. 7.2.2.15 – 7.2.2.31 [2]. Наиболее предпочтителен деформационный метод, в котором расчетным воздействием является поперечная сила, а количество поперечной арматуры определяется исходя из формулы (7.109) [2] и ее конструирование выполняется в соответствии с требованиями п.11.2.21 [2].

1.3.6 Расчет на трещиностойкость

Для выполнения расчета на трещиностойкость необходимо выполнить следующее:

- определить геометрические характеристики приведенного к бетону поперечного сечения плиты (рисунок 1);
- вычислить потери усилия предварительного напряжения в напрягаемой арматуре и определить величину и положение равнодействующей силы обжатия;
- определить величину момента образования трещин для нормального сечения плиты;
- если на части пролета плиты при этом образуются нормальные трещины, выполнить расчет ширины раскрытия этих трещин.

Геометрические характеристики приведенного сечения определяются с учетом коэффициентов приведения арматуры к бетону, принимаемых равными $\alpha = E_s / E_{cm}$

Потери предварительного напряжения в напрягаемой арматуре необходимо определять в соответствии с указаниями раздела 9.3 [2]. При этом должны быть определены величины и положение равнодействующих сил обжатия после проявления потерь первой группы и после проявления потерь первой и второй групп. Первое усилие используется для расчета плиты в стадии изготовления, транспортирования и монтажа, второе – в стадии эксплуатации.

Расчет трещиностойкости сечений, нормальных к продольной оси производится из условия (9.41) [2], а определение момента образования трещин с учетом предварительного обжатия бетона – по формуле п. 8.2.1.10 [2].

Расчет по образованию трещин, наклонных к продольной оси, производится исходя из условия, что главные растягивающие деформации в опорной зоне элемента от действия усилий частой комбинации нагрузок не должны превышать предельных деформаций бетона при растяжении.

Расчет ширины раскрытия нормальных и наклонных трещин выполняется в соответствии с п. 8.2.1, п. 8.2.2 и п. 9.8.2 [2]. Допустимая ширина раскрытия трещин определяется по таблице 5.1 [2] в зависимости от класса по условиям эксплуатации и вида конструкции.

1.3.7 Расчет по деформациям

Расчет плиты по деформациям (прогибам) рекомендуется выполнять по характеристикам эквивалентного поперечного сечения, которым заменяется реальное поперечное сечение плиты (рисунок 1).

В ребристых плитах эквивалентное сечение представляется тавровым сечением с полкой в сжатой зоне. Ширина ребра тавра принимается равной суммарной средней ширине продольных ребер плиты, а высота сжатой полки равна фактической толщине полки плиты.

Прогибы плит вычисляются по формуле (9.42) [2] и в соответствии с указаниями пп. 8.3.1.1-8.3.3.4 [2]. Более подробно методика подсчета деформаций панели изложена в дальнейших примерах.

1.3.8 Расчет в стадии изготовления, транспортирования и монтажа

Сборные плиты до установки в проектное положение и начала эксплуатации испытывают при изготовлении, транспортировании и монтаже воздействие усилий, которые по характеру воздействия и величине могут значительно отличаться от усилий, действующих в стадии эксплуатации. Поэтому, в этой стадии необходима проверка прочности и трещиностойкости плиты.

Расчетная схема плиты определяется видом воздействия и условиями опирания (строповки), а в качестве внешних силовых воздействий рассматриваются усилие обжатия, подсчитанное с учетом потерь первой группы, и собственный вес плиты.

Обязательно должен быть выполнен расчет прочности плиты в стадии отпуска напрягаемой арматуры на воздействие силы обжатия. Как правило, при этом расчете дополнительно учитываются усилия от собственного веса плиты. Расчетная схема плиты принимается в соответствии с рисунком 2.

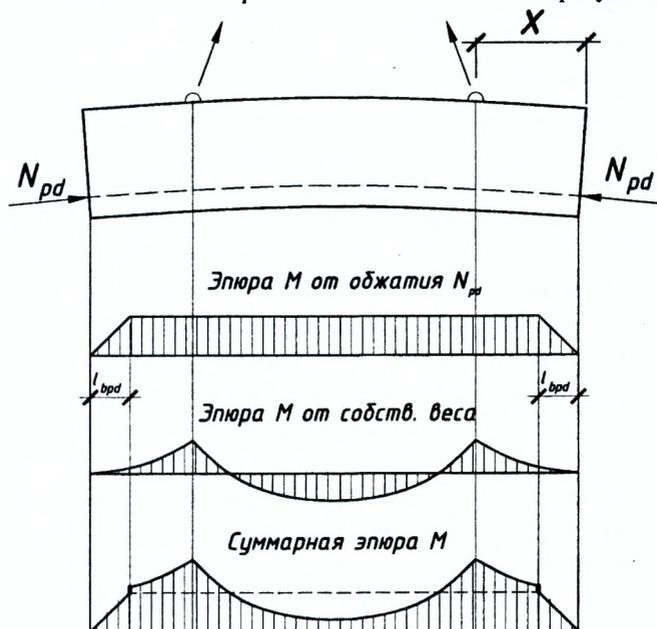


Рисунок 2 – К расчету плиты в стадии транспортирования и монтажа

Расстояние X от торца плиты до расчетного сечения принимается:

- равным расстоянию от торца плиты до подъемной петли при расчете в стадии монтажа;

- равным расстоянию от торца плиты до опорных площадок при расчете в стадии изготовления или транспортирования.

Кроме расчета плиты на прочность в стадии изготовления, транспортирования и монтажа, студенты выполняют расчет подъемных петель плиты. Монтажные (подъемные) петли изготавливаются из горячекатаной круглой стали класса S240 СТБ 1704, диаметр петель рассчитывается согласно п.5.101 [13].

1.3.9 Конструирование

В процессе конструирования плит разрабатываются конструкции арматурных изделий, которыми армируется плита.

В состав армирования ребристой плиты входят:

- отдельные стержни – продольная напрягаемая арматура;
- каркасы Кр-1 с поперечной арматурой продольных ребер;
- каркасы Кр-2 и Кр-3 с продольной и поперечной рабочей арматурой поперечных ребер;
- верхняя сетка С-1;
- опорные закладные детали Мн-1;
- косвенная арматура продольной напрягаемой арматуры С-2;
- подъемные петли Мн-2.

Диаметр и количество стержней продольной напрягаемой рабочей арматуры плиты определяются расчетом на прочность нормального сечения при изгибе. Конструирование каркасов Кр-1 осуществляется в соответствии с результатами расчета наклонных сечений плиты по поперечной силе. Для конструирования каркасов Кр-2 и Кр-3 используются данные расчетов поперечных ребер, а также можно воспользоваться рекомендациями руководства [15].

Сетка С-1 является элементом рабочего армирования плиты ребристых плит. Указания по ее расчету и конструированию можно найти в руководстве [13].

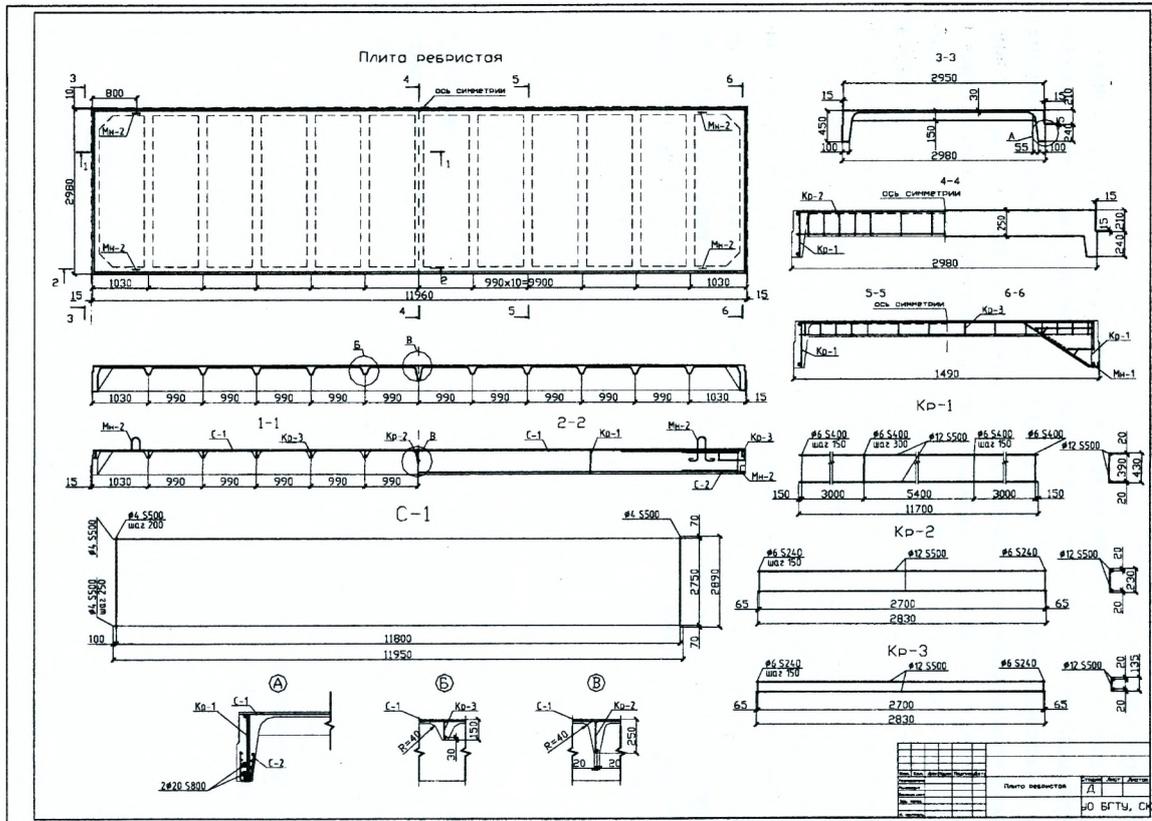
Опорные закладные детали Мн-1 ребристых плит и косвенная арматура С-2 выполняются в соответствии с требованиями п.5.47 [14].

Подъемные петли Мн-2 выполняются для плит открытого типа, которые выступают за пределы габаритных размеров плит. Конструктивные решения подъемных петель открытого типа представлены в руководстве [15].

После разработки чертежей плит составляется спецификация на конструкцию, ведомость расхода стали и ведомость деталей по форме и заполнению, соответствующих ГОСТ 21.503.

Спецификация на плиту состоит из подразделов: сборочные единицы, детали, материалы. В подраздел «Сборочные единицы» записывают сборочные арматурные единицы, непосредственно входящие в элемент специфицируемой конструкции, в следующей последовательности: каркасы плоские, сетки арматурные, изделия закладные, детали. В графе «Наименование» в подразделе «Сборочные единицы» указывается наименование изделия и марка, а в подразделе «Детали» диаметр, класс, ГОСТ и длина (в мм) для арматурных стержней. В графе «Кол.» записывается количество составных частей (сборочных единиц, деталей), входящих в изделие, а графе «Примечания» - объем бетона (в м³) на плиту, масса одной детали (в кг).

Ведомость расхода стали на плиту, составляется с целью определения общего расхода арматуры по диаметрам и классам. Ведомость деталей позволяем не выполнять чертежи на простые изделия (например, отдельные стержни), а необходимые данные для их изготовления приводить в графе «Эскиз».



2. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ РЕБРИСТОЙ ПЛИТЫ ПОКРЫТИЯ

2.1 Исходные данные для проектирования плиты

Требуется рассчитать ребристую плиту покрытия с номинальными размерами в плане 3x12 м и высотой поперечного сечения 450 мм для первого снегового района (г. Брест) по двум группам предельных состояний. Класс по условиям эксплуатации конструкции ХС1 (RH = 50%).

Плита изготавливается из тяжёлого бетона класса C³⁰/₃₇ с механическим натяжением арматуры на упоры короткого стенда ($l = 12,5$ м) с использованием инвентарных зажимов. Разность температур напрягаемой арматуры и упорного устройства $\Delta T = 65^\circ$.

Расчётные характеристики бетона: $f_{ck} = 30$ МПа, $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30}{1,5} = 20$ МПа,

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = \frac{0,21 \cdot f_{ck}^2}{\gamma_c} = \frac{0,21 \cdot 30^2}{1,5} = 1,35 \text{ МПа}, f_{cm} = 38 \text{ МПа}, f_{ctm} = 2,8 \text{ МПа (приложение 3),}$$

$E_{cm} = 41 \cdot 0,9 \cdot 10^3 = 36900$ МПа (таблица 6.2 [2] – при марке бетонной смеси по удобоукладываемости Ж3).

Обжатие бетона производится при передаточной прочности, составляющей 70% от проектной, т.е. при C²⁰/₂₅. Режим передачи предварительного напряжения на бетон принят плавный.

Расчётные характеристики бетона для класса, численно равного передаточной прочности C²⁰/₂₅: $f_{ck} = 20$ МПа, $f_{cd} = 13,3$ МПа, $f_{ctm} = 2,8$ МПа, $f_{ctd} = 2,2$ МПа, $E_{cm} = 35,1 \cdot 10^3$ МПа.

Напрягаемая арматура продольных рёбер плиты принята стержневая периодического профиля класса S800: $f_{pk} = 800$ МПа, $f_{pd} = 640$ МПа, (приложение 2) $E_p = 2 \cdot 10^5$ МПа (п. 6.2.2.4[2]).

В рёбрах плиты устанавливаются сварные каркасы с продольными стержнями класса S500 ($f_{yk} = 500$ МПа, $f_{yd} = 435$ МПа, $E_s = 2 \cdot 10^5$ МПа) и поперечными класса S400 ($f_{yk} = 400$ МПа, $f_{yd} = 367$ МПа, $E_s = 2 \cdot 10^5$ МПа, $f_{ywd} = 290$ МПа, таблица 6.5 [2]).

Полка плиты армируется сварными рулонными сетками из арматурной проволоки класса S500 ($f_{yk} = 500$ МПа, $f_{yd} = 417$ МПа, $E_s = 2 \cdot 10^5$ МПа, таблица 6.5 и п. 6.2.1.4 [2]).

Петли для подъёма плиты приняты из стали класса S240 марки ВСтЗпс2 и установлены в продольных рёбрах на расстоянии 0,8 м от торца плиты.

Конструкция плиты показана на рисунке 3.

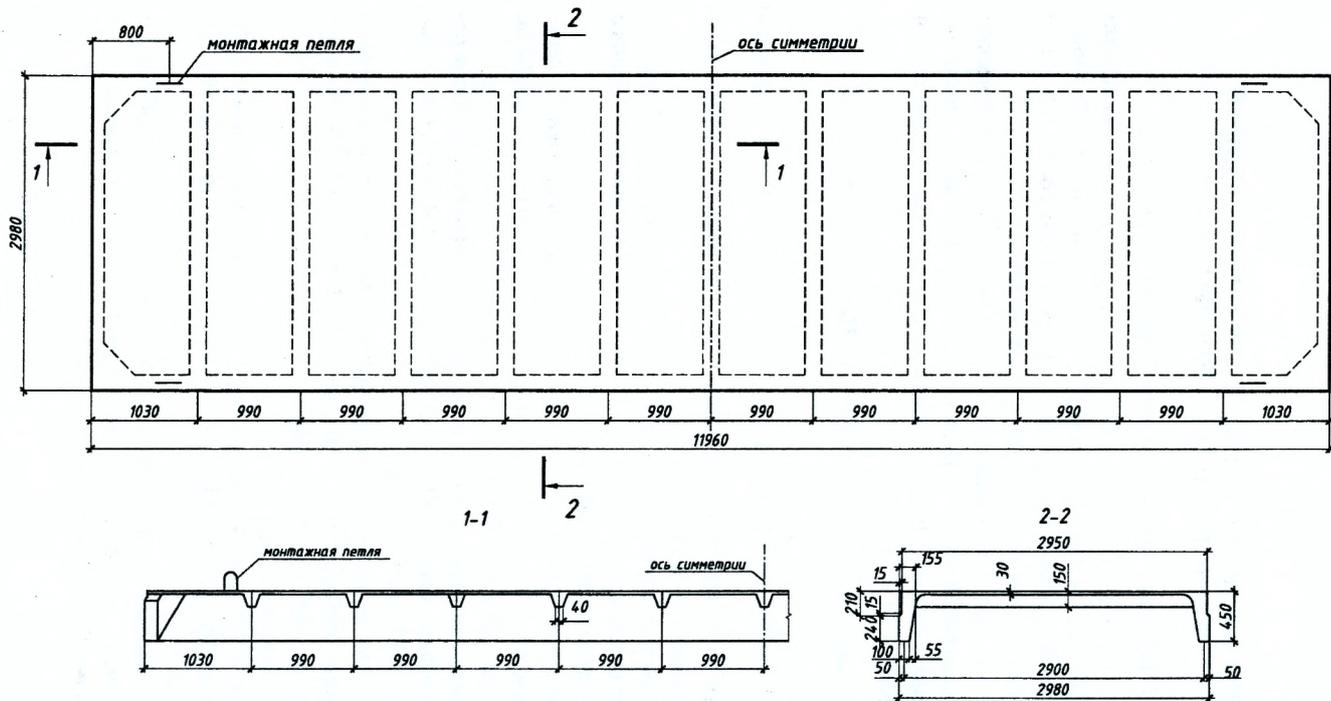


Рисунок 3 – Конструктивная схема плиты

2.2 Определение нагрузок на плиту

На плиту действуют постоянные и переменные нагрузки. Постоянные нагрузки включают вес гидро-теплоизоляционного ковра и собственный вес плиты. Нормативные и расчётные значения постоянных нагрузок приведены в таблице 1.

Таблица 1 – Постоянная нагрузка

Наименование нагрузки (воздействия)	Нормативное значение, кН/м ²	γ_F	Расчётное значение, кН/м ²
Железобетонная ребристая плита покрытия 3x12 м с учетом заделки швов	2,05 ¹	1,35	2,768
Пароизоляция - 1 слой толя	0,07	1,35	0,095
Утеплитель:			
– газосиликатные плиты $\rho = 500 \text{ кг/м}^3$ $\delta = 50 \text{ мм}$	0,25	1,35	0,338
– пенополистирол $\rho = 50 \text{ кг/м}^3$ $\delta = 150 \text{ мм}$	0,075	1,35	0,101
Цементно-песчаная стяжка $\rho = 2200 \text{ кг/м}^3$ $\delta = 30 \text{ мм}$	0,66	1,35	0,891
Гидроизоляционный слой - 2 слоя битумно-полимерного материала	0,15	1,35	0,202
Итого:	$g_{sk} = 3,26$		$g_{sd} = 4,40$

Переменную нагрузку создает вес снегового покрова. Вес 1 м² снегового покрова для г. Бреста (I снеговой район [4]) $q_{sk}^s = 1,2 \text{ кН/м}^2$. Расчётное значение снеговой нагрузки $q_{sd}^s = q_{sk}^s \cdot \gamma_F = 1,2 \cdot 1,5 = 1,8 \text{ кН/м}$.

Расчетное значение переменной нагрузки от веса рабочего с инструментом составит – $Q_{sd} = 1,0 \cdot 1,5 = 1,5 \text{ кН}$

Напряжённо-деформированное состояние ребристой плиты в целом имеет сложный характер, поэтому в практических расчётах плиту расчленяют на отдельные элементы – полку, поперечные и продольные рёбра и рассчитывают их как самостоятельные элементы.

2.3 Расчет полки

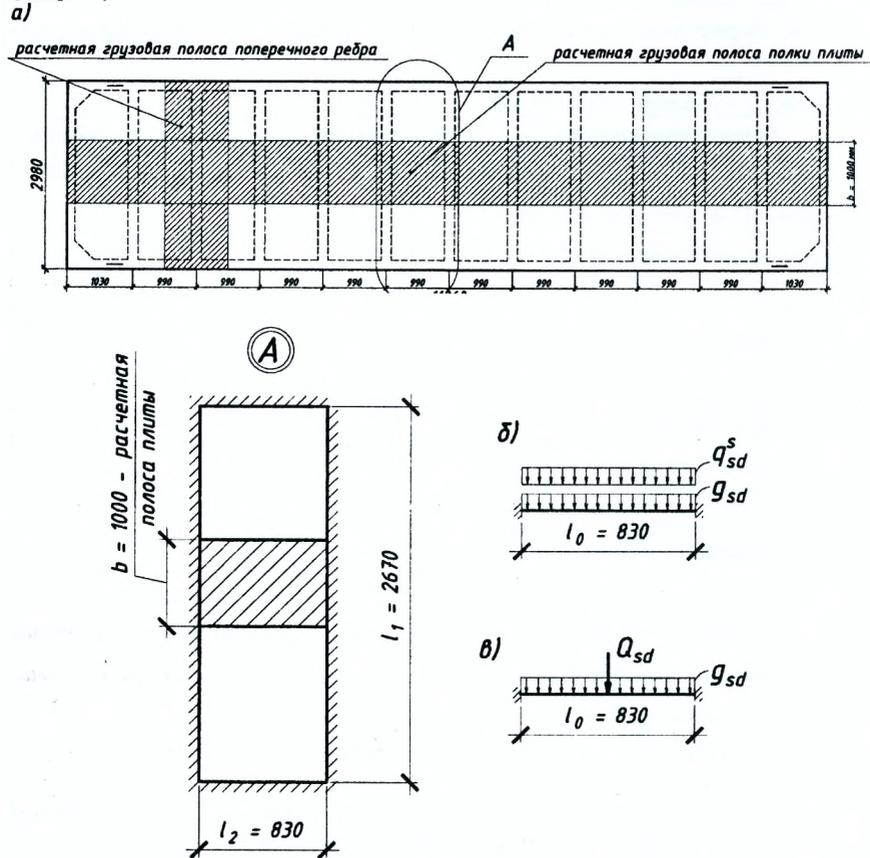
Расстояние между осями поперечных ребер составляет 0,99 м (рисунок 3).

Полка представляет собой многопролетную конструкцию с наибольшими размерами пролетов:

- в поперечном направлении – $l_1 = 2,98 - 2 \cdot 0,155 = 2,67 \text{ м}$,
- в продольном – $l_2 = 0,99 - 0,16 = 0,83 \text{ м}$.

¹ См. таблицу 2.4 [16].

Так как отношение пролетов $l_1 / l_2 = 2,67 / 0,83 > 3$, то полку рассматриваем как балочную плиту с расчетным пролетом в коротком направлении $l_0 = l_2 = 0,83$ м.



а) расчетная полоса плиты, б) расчетная схема при действии постоянной и переменной снеговой нагрузки; в) расчетная схема при действии постоянной и переменной от веса рабочего с инструментом

Рисунок 4 – Расчетные схемы загрузки полки плиты

Расчетная постоянная нагрузка на 1 м^2 полки согласно таблицы 1 составит

$$g_{sd} = 0,095 + 0,338 + 0,101 + 0,891 + 0,202 + 0,03 \cdot 25 \cdot 1,35 = 2,64 \text{ кН/м}^2.$$

где 0,03 – толщина полки плиты,
25 – плотность железобетона.

Изгибающий момент при действии:

- постоянной нагрузки

$$M_{sd}^g = \frac{g_{sd} \cdot l_0^2}{16} = \frac{2,64 \cdot 0,83^2}{16} = 0,114 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

- переменной (снеговой) нагрузки

$$M_{sd}^s = \frac{q_{sd} \cdot l_0^2}{16} = \frac{1,8 \cdot 0,83^2}{16} = 0,078 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

- переменной от веса рабочего с инструментом

$$M_{sd}^Q = \frac{Q_{sd} \cdot l_0}{8} = \frac{1,5 \cdot 0,83}{8} = 0,156 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

Расчетный изгибающий момент основного сочетания при действии постоянной и переменной от снега нагрузок:

- первое основное

$$M_{sd} = M_{sd}^g + M_{sd}^s \cdot \psi_0 = 0,114 + 0,078 \cdot 0,6 = 0,161 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

- второе основное

$$M_{sd} = \xi \cdot M_{sd}^g + M_{sd}^s = 0,85 \cdot 0,114 + 0,078 = 0,175 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Расчетный изгибающий момент основного сочетания при действии постоянной и переменной от веса рабочего с инструментом нагрузок:

- первое основное

$$M_{sd} = M_{sd}^g + M_{sd}^Q \cdot \psi_0 = 0,114 + 0,156 \cdot 0,7 = 0,223 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

- второе основное

$$M_{sd} = \xi \cdot M_{sd}^g + M_{sd}^Q = 0,85 \cdot 0,114 + 0,156 = 0,253 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

К дальнейшим расчетам принимаем $M_{sd} = 0,253 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Полезная высота полки плиты $d^{**} = h_p/2 = 30/2 = 15 \text{ мм}$.

Для арматуры S500 при $E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ МПа}$ $\epsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{417}{2 \cdot 10^5} = 2,09 \text{ ‰}$.

Тогда $\xi_{lim} = \frac{\epsilon_{cu2}}{\epsilon_{sy} + \epsilon_{cu2}} = \frac{3,5}{2,09 + 3,5} = 0,63 \text{ и}$

$$\alpha_{m,lim} = \omega_c \cdot \xi_{lim} \cdot (1 - k_2 \cdot \xi_{lim}) = 0,81 \cdot 0,63 \cdot (1 - 0,416 \cdot 0,63) = 0,377.$$

Коэффициент:

$$\alpha_m = \frac{M_{sd}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{0,253 \cdot 10^5}{1,0 \cdot 20 \cdot 10^2 \cdot 100 \cdot 1,5^2} = 0,056 < \alpha_{m,lim} = 0,377.$$

Вычисленному коэффициенту α_m соответствует значение коэффициента

$$\eta = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{0,056}{1,947}} = 0,97.$$

** При применении антикоррозийного покрытия арматуры и бетона класса более C¹⁶/₂₀ (см. дополнение к таблице 5.2 [2]) величина защитного слоя бетона согласно изменения к таблице 11.4 [2] обеспечивается.

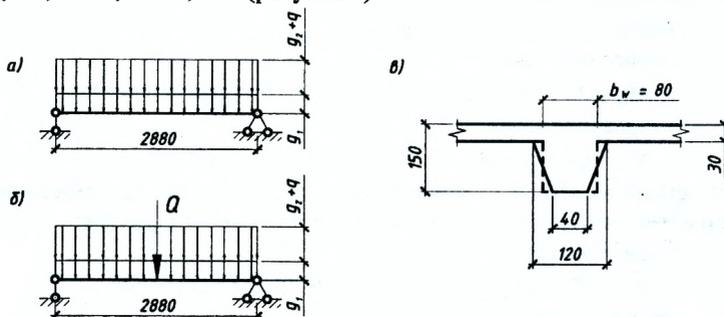
Необходимая площадь сечения арматуры $\varnothing 4$ мм класса S500

$$A_{st} = \frac{M_{sd}}{f_{yd} \cdot \eta \cdot d} = \frac{0,253 \cdot 10^5}{417 \cdot 10^2 \cdot 0,97 \cdot 1,5} = 0,42 \text{ см}^2.$$

Принимаем сетку из проволоки $\varnothing 4$ мм класса S500 с шагом $S = 200$ мм для продольных стержней ($A_{st} = 0,63 \text{ см}^2$) и $S = 250$ мм для поперечных стержней.

2.4 Расчет поперечного ребра

Поперечное ребро рассматривается как балка на двух свободных опорах с расчетным пролетом, равным расстоянию между осями продольных ребер $l_0 = 2,98 - 0,10 = 2,88$ м (рисунок 5).



а) расчетная схема при действии постоянной и переменной снеговой нагрузки;
б) расчетная схема при действии постоянной и переменной от веса рабочего с инструментом; в) сечение поперечного ребра

Рисунок 5 – Расчетные схемы и сечение поперечного ребра

Расчетная схема ребра при действии постоянной и снеговой нагрузок и постоянной и веса рабочего с инструментом соответственно приведены на рисунке 5; постоянная расчетная нагрузка на ребро:

- от собственного веса ребра (без учёта полки)

$$g_1 = 0,08 \cdot 0,12 \cdot 2500 \cdot 10 \cdot 1,35 = 324 \text{ Н/м} = 0,324 \text{ кН/м};$$
- передаваемая плитой

$$g_2 = 2,64 \cdot 0,99 = 2,61 \text{ кН/м};$$
- расчетная снеговая нагрузки на ребро

$$q_{sd}^s = 1,8 \cdot 0,99 = 1,78 \text{ кН/м}.$$

Усилия в поперечном ребре при действии:

- постоянной нагрузки:

$$M_{sd}^g = \frac{(g_1 + g_2) \cdot l_0^2}{8} = \frac{(0,324 + 2,61) \cdot 2,88^2}{8} = 3,04 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$V_{sd}^g = \frac{(g_1 + g_2) \cdot l_0}{2} = \frac{(0,324 + 2,61) \cdot 2,88}{2} = 4,22 \text{ кН};$$

- переменной (снеговой) нагрузки:

$$M_{sd}^q = \frac{q_{sd} \cdot l_0^2}{8} = \frac{1,78 \cdot 2,88^2}{8} = 1,85 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$V_{sd}^q = \frac{q_{sd} \cdot l_0}{2} = \frac{1,78 \cdot 2,88}{2} = 2,56 \text{ кН};$$

- переменной от веса рабочего с инструментом $Q_{sd} = 1,5 \text{ кН}$:

$$M_{sd}^Q = \frac{Q \cdot l_0}{2} = \frac{1,5 \cdot 2,88}{2} = 2,16 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$V_{sd}^Q = Q_{sd} = 1,5 \text{ кН}.$$

Расчетные усилия основного сочетания при действии постоянной и переменной снеговой нагрузок:

- первого вида:

$$M_{sd} = M_{sd}^g + M_{sd}^q \cdot \psi_0 = 3,04 + 1,85 \cdot 0,6 = 4,15 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$V_{sd} = V_{sd}^g + V_{sd}^q \cdot \psi_0 = 4,22 + 2,56 \cdot 0,6 = 5,756 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

- второго вида:

$$M_{sd} = \xi \cdot M_{sd}^g + M_{sd}^q = 0,85 \cdot 3,04 + 1,85 = 4,43 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$V_{sd} = \xi \cdot V_{sd}^g + V_{sd}^q = 0,85 \cdot 4,22 + 2,56 = 6,15 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Расчетные усилия основного сочетания при действии постоянной и переменной от веса рабочего с инструментом нагрузок:

- первого вида:

$$M_{sd} = M_{sd}^g + M_{sd}^Q \cdot \psi_0 = 3,04 + 2,16 \cdot 0,7 = 4,55 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$V_{sd} = V_{sd}^g + V_{sd}^Q \cdot \psi_0 = 4,22 + 1,5 \cdot 0,7 = 5,27 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

- второго вида:

$$M_{sd} = \xi \cdot M_{sd}^g + M_{sd}^Q = 0,85 \cdot 3,04 + 2,16 = 4,74 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

$$V_{sd} = \xi \cdot V_{sd}^g + V_{sd}^Q = 0,85 \cdot 4,22 + 1,5 = 5,09 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Наиболее невыгодной по изгибающему моменту и поперечной силе является второе основное сочетание нагрузок.

Ребро армируется одним плоским каркасом. Рабочая арматура стержневая класса S500 ($f_{yd} = 435 \text{ МПа}$). Принимая во внимание указания таблицы 11.4 [2], назначаем $c = 30 \text{ мм}$ и определяем рабочую высоту сечения $d = h - c = 150 - 30 = 120 \text{ мм}$.

Отношение $h_f^*/h = 3,0/15 = 0,2 > 0,1$, следовательно, расчётная ширина полки принимается равной расстоянию между поперечными ребрами, т.е. $b_f^* = 990 \text{ мм}$.

Предполагая, что нейтральная ось проходит по нижней грани полки, определяем область деформирования для прямоугольного сечения шириной $b_f^* = 990 \text{ мм}$ и положение нейтральной оси при расчете тавровых сечений

$$\xi = \beta = \frac{h_f^*}{d} = \frac{30}{120} = 0,25; \quad 0,167 < \xi = 0,25 < 0,259,$$

что указывает на то, что сечение находится в области деформирования 1b (приложение 4), для которой $\alpha_m = (1,14 \cdot \xi - 0,57 \cdot \xi^2 - 0,07)$.

Проверим выполнение условия:

$$M_{sd} = 4,74 \text{ кН} \cdot \text{м} < M_{rd} = (1,14 \cdot \xi - 0,57 \cdot \xi^2 - 0,07) \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot d^2 = \\ = (1,14 \cdot 0,25 - 0,57 \cdot 0,25^2 - 0,07) \cdot 1,0 \cdot 20 \cdot 0,99 \cdot 0,12^2 \cdot 1000 = 51,14 \text{ кН} \cdot \text{м} -$$

условие выполняется, т.е. нейтральная ось проходит в полке и расчетное сечение – прямоугольное с шириной $b_f = 990$ мм.

$$\text{Для арматуры S500 при } E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ МПа} \quad \varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{435}{2 \cdot 10^5} = 2,175\%.$$

$$\text{Тогда } \xi_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu2}} = \frac{3,5}{2,175 + 3,5} = 0,617 \text{ и}$$

$$\alpha_{m,lim} = \omega_c \cdot \xi_{lim} \cdot (1 - k_2 \cdot \xi_{lim}) = 0,81 \cdot 0,617 \cdot (1 - 0,416 \cdot 0,617) = 0,371.$$

Коэффициент

$$\alpha_m = \frac{M_{s,c}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{4,74 \cdot 10^5}{1,0 \cdot 20 \cdot 10^2 \cdot 100 \cdot 12^2} = 0,017 < \alpha_{m,lim} = 0,371.$$

Вычисленному коэффициенту α_m соответствует значение коэффициента:

$$\eta = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{0,017}{1,947}} = 0,99.$$

Необходимая площадь сечения арматуры $\varnothing 6 \div 22$ мм класса S500:

$$A_s = \frac{M_{sd}}{f_{yd} \cdot \eta \cdot d} = \frac{4,74 \cdot 10^5}{435 \cdot 10^2 \cdot 0,99 \cdot 12} = 0,92 \text{ см}^2.$$

Согласно конструктивным требованиям принимаем один стержень диаметром 12 мм класса S500 с $A_{st} = 1,13 \text{ см}^2$.

Прочность железобетонных элементов на действие поперечных сил при отсутствии поперечной арматуры согласно требованиям норм [2] проверяется по условию:

$$V_{sd} \leq V_{Rd,ct}$$

где $V_{sd} = 6,15 \text{ кН}$ – расчетная поперечная сила в поперечном ребре, вызванная действием нагрузок;

$V_{Rd,ct}$ – поперечная сила, воспринимаемая поперечным ребром без поперечной арматуры:

$$V_{Rd,ct} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d,$$

$$\text{но не менее } V_{Rd,ct,min} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d,$$

где $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$, $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{120}} = 2,29$; принимаем $k = 2$;

$\sigma_{cp} = 0$, т.к. отсутствуют осевые силы;

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12;$$

$$\rho_l = \frac{A_{st}}{b_w \cdot d} = \frac{1,13}{8 \cdot 12} = 0,01 < 0,02;$$

$$k_1 = 0,15;$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 2,0^{3/2} \cdot 30^{1/2} = 0,542 \text{ МПа};$$

$$V_{Rd,ct} = \left[0,12 \cdot 2 \cdot (100 \cdot 0,01 \cdot 30)^{2/3} \right] \cdot 0,08 \cdot 0,12 \cdot 10^3 = 7,16 \text{ кН};$$

$$V_{Rd,ct,min} = (0,542) \cdot 0,08 \cdot 0,12 \cdot 10^3 = 5,20 \text{ кН}.$$

$V_{sd} = 6,15 \text{ кН} < V_{Rd,ct} = 7,16 \text{ кН}$ – условие удовлетворяется, расчёт поперечной арматуры не производится и поперечная арматура устанавливается исходя из конструктивных требований. Принимаем с учётом технологии точечной сварки поперечную арматуру $\varnothing 6$ S240 с шагом 150 мм.

2.5 Расчет прочности нормальных сечений продольного ребра в стадии эксплуатации

При расчете продольных ребер плиты принимается сочетание постоянной и переменной снеговой нагрузок, так как опыт проектирования плит данного типа показывает, что при этом сочетании расчётные усилия являются наибольшими.

Погонную нагрузку на плиту от веса кровли и снега собирают с грузовой площади шириной, равной ширине плиты, и суммируют с нагрузкой от веса конструкции. Таким образом, с учетом выше изложенного (см. п. 2.2), нагрузки на плиту будут составлять:

- при основном сочетании
 - первого вида: $(g_{sd} + q_{sd}) = 4,40 \cdot 3 + 1,8 \cdot 3 \cdot 0,6 = 16,44 \text{ кН/м};$
 - второго вида: $(g_{sd} + q_{sd}) = 4,40 \cdot 3 \cdot 0,85 + 1,8 \cdot 3 = 16,6 \text{ кН/м};$
- при нормативной (редкой) комбинации
 - $(g_{sk} + q_{sk}) = 3,26 \cdot 3 + 1,2 \cdot 3 = 13,38 \text{ кН/м};$
- при практически постоянной комбинации
 - $(g_{sk} + \psi_2 \cdot q_{sk}) = 3,26 \cdot 3 + 1,2 \cdot 3 \cdot 0,3 = 10,86 \text{ кН/м};$
- при частой комбинации
 - $(g_{sk} + \psi_1 \cdot q_{sk}) = 3,26 \cdot 3 + 1,2 \cdot 3 \cdot 0,5 = 11,58 \text{ кН/м};$

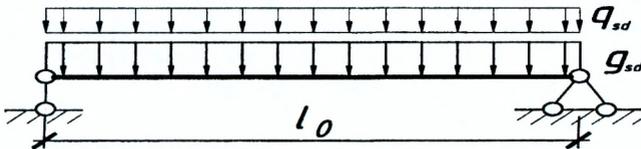


Рисунок 6 – Расчетная схема продольного ребра

Расчетный пролет ребра плиты при длине опорной части плиты $l_{sup} = 180 \text{ мм}$:

$$l_0 = 11,96 - 2 \cdot \left(\frac{2}{3} \cdot l_{sup} \right) = 11,96 - \frac{4}{3} \cdot 180 = 11,72 \text{ м.}$$

Изгибающие моменты и поперечные силы:

– при основной комбинации нагрузок:

$$M_{sd} = \frac{(g_{sd} + q_{sd}) \cdot l_0^2}{8} = \frac{16,6 \cdot 11,72^2}{8} = 285,0 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$V_{sd} = \frac{(g_{sd} + q_{sd}) \cdot l_0}{2} = \frac{16,6 \cdot 11,72}{2} = 97,3 \text{ кН};$$

– при нормативной (редкой) комбинации нагрузок

$$M_{sd} = \frac{(g_{sd} + q_{sd}) \cdot l_0^2}{8} = \frac{13,38 \cdot 11,72^2}{8} = 229,7 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

– при практически постоянной комбинации нагрузок

$$M_{sd} = \frac{(g_{sd} + q_{sd}) \cdot l_0^2}{8} = \frac{10,86 \cdot 11,72^2}{8} = 186,5 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

– при частой комбинации нагрузок

$$M_{sd} = \frac{(g_{sd} + q_{sd}) \cdot l_0^2}{8} = \frac{11,58 \cdot 11,72^2}{8} = 198,8 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

2.5.1 Предварительное определение площади сечения продольной арматуры

Определим площадь поперечного сечения напрягаемой арматуры A_{sp} , расположенной в растянутой зоне, методом предельных усилий.

Поперечное сечение плиты приводится к тавровой форме и в расчет вводится вся ширина полки, т.к. $b_f' = 2950 \text{ мм} < b + 2l_0/6 = 200 + 2 \cdot 11\,720/6 = 4107 \text{ мм}$ и $b_w = 200 \text{ мм}$ (см. рисунок 1).

Рабочая высота сечения ребра (см. рисунок 7):

$$d = h - c = 45 - (0,04 + 0,04/2) = 0,39 \text{ м.}$$

Проверяем условие, определяющее положение нейтральной оси

$$M_{rd} = \alpha \cdot f_{cd} \cdot b_f' \cdot h_f' \cdot (d - 0,5 \cdot h_f') = 1,0 \cdot 20 \cdot 10^3 \cdot 2,95 \cdot 0,03 \cdot (0,39 - 0,5 \cdot 0,03) = 663,75 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_{sd} = 285,0 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

Следовательно, граница сжатой зоны проходит в полке, и расчет ведем как прямоугольного сечения с шириной $b = b_f' = 295 \text{ см}$.

Граничное значение относительной высоты сжатой зоны сечения

$$\xi_{lim} = \omega / [1 + \sigma_{lim}(1 - \omega / 1,1) / 500] = 0,69 / [1 + 656(1 - 0,69/1,1) / 500] = 0,337$$

где $\omega = \alpha_c - 0,008 \cdot \alpha \cdot f_{cd} = 0,85 - 0,008 \cdot 1,0 \cdot 20 = 0,69$

$$\sigma_{lim} = f_{pd} + 400 - \sigma_{pm}.$$

σ_{pm} – величина предварительного напряжения арматуры. При подборе арматуры, когда неизвестно напряжение σ_{pm} , допускается ее величину принимать равной $0,6f_{pd}$.

$$\sigma_{lim} = f_{pd} + 400 - 0,6f_{pd} = 0,4f_{pd} + 400 = 0,4 \cdot 640 + 400 = 656 \text{ МПа.}$$

При $\alpha_m = \frac{M_{sd}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{285,0 \cdot 10^5}{1,0 \cdot 20 \cdot 10^2 \cdot 295 \cdot 39^2} = 0,0318$ относительная высота сжатой зоны

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0318} = 0,032.$$

$$\xi = 0,032 < \xi_{lim} = 0,337$$

Вычисляем значение коэффициента γ_{sn} (п. 9.1.4.[2]):

$$\gamma_{sn} = \eta - (\eta - 1) \left(2 \cdot \frac{\xi}{\xi_{lim}} - 1 \right) = 1,15 - (1,15 - 1) \cdot \left(2 \cdot \frac{0,032}{0,337} - 1 \right) = 1,27 > \eta = 1,15$$

Принимаем $\gamma_{sn} = \eta = 1,15$.

Требуемая площадь напрягаемой арматуры

$$A_p = \frac{\xi \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b_f \cdot d}{\gamma_{sn} \cdot f_{pd}} = \frac{0,032 \cdot 1,0 \cdot 20 \cdot 2,95 \cdot 0,39}{1,15 \cdot 640} = 1,0 \cdot 10^{-3} \text{ м}^2 = 10 \text{ см}^2.$$

Принимаем 4Ø20 S800, $A_{st} = 12,56 \text{ см}^2$.

2.5.2 Определение геометрических характеристик сечения продольных ребер

Сечение ребристой панели (рисунок 7) приводим к эквивалентному (по площади и моменту инерции) тавровому сечению (рисунок 1).

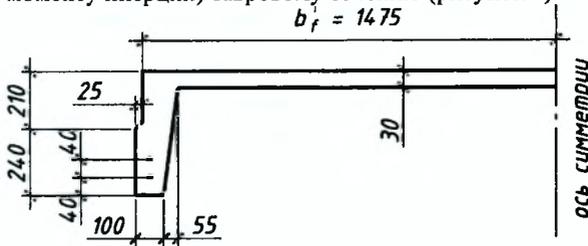


Рисунок 7 – Поперечное сечение продольного ребра плиты

Площадь бетонного сечения плиты:

$$A_c = 2 \cdot (147,5 \cdot 3 + 42 \cdot 8,5 + 24 \cdot 1,5 + 5,5 \cdot 42 / 2) = 1902 \text{ см}^2.$$

Статический момент бетонного сечения

$$S_c = 2 \cdot (147,5 \cdot 3 \cdot 43,5 + 42 \cdot 8,5 \cdot 42 / 2 + 24 \cdot 1,5 \cdot 1,2 + 5,5 \cdot 42 / 2 \cdot 2/3 \cdot 42) = 61027 \text{ см}^3.$$

Расстояние от нижней грани до центра тяжести бетонного сечения:

$$z_c = \frac{S_c}{A_c} = \frac{61027}{1902} = 32,1 \text{ см.}$$

Расстояние от верхней грани до центра тяжести бетонного сечения

$$h - z_c = 45 - 32,1 = 12,9 \text{ см.}$$

Момент инерции бетонного сечения

$$I_c = 2 \left[\frac{147,5 \cdot 3^3}{12} + 147,5 \cdot 3 \cdot \left(12,9 - \frac{3}{2} \right)^2 + \frac{8,5 \cdot 42^3}{12} + 8,5 \cdot 42 \left(32,1 - \frac{42}{2} \right)^2 + \frac{5,5 \cdot 42^3}{36} + 5,5 \cdot \frac{42}{2} (32,1 - 42/3)^2 + \frac{1,5 \cdot 24^3}{12} + 1,5 \cdot 24 \left(32,1 - \frac{24}{2} \right)^2 \right] = 417\,725 \text{ см}^4.$$

При отношении $\alpha_{sp} = \frac{E_{sp}}{E_c} = \frac{200\,000}{36\,900} = 5,42$ приведенная площадь сечения:

$$A_{c,red} = A_c + \alpha_{sp} \cdot A_{sp} = 1\,902 + 5,42 \cdot 12,56 = 1\,970 \text{ см}^2.$$

Статический момент приведенного сечения относительно нижней грани ребра:

$$S_{c,red} = S_c + \alpha_{sp} \cdot S_{sp} = 2(147,5 \cdot 3 \cdot 43,5 + 42 \cdot 8,5 \cdot 42/2 + 24 \times 1,5 \cdot 12 + 5,5 \cdot 42/2 \cdot 2/3 \cdot 42 + 5,42 \cdot 6,28 \cdot 6,0) = 61\,232 \text{ см}^3$$

Расстояние от нижней грани до центра тяжести приведенного сечения

$$z_{c,red} = \frac{S_{c,red}}{A_{c,red}} = \frac{61\,232}{1\,970} = 31,1 \text{ см.}$$

Расстояние от верхней грани до центра тяжести приведенного сечения

$$h - z_{c,red} = 45 - 31,1 = 13,9 \text{ см.}$$

Расстояние от точки приложения силы обжатия до центра тяжести приведенного сечения

$$z_{cp,red} = z_{c,red} - c = 31,1 - (4,0 + 4,0/2) = 25,1 \text{ см.}$$

Момент инерции приведенного сечения

$$I_{c,red} = 2 \left[\frac{147,5 \cdot 3^3}{12} + 147,5 \cdot 3 \cdot \left(13,9 - \frac{3}{2} \right)^2 + \frac{8,5 \cdot 42^3}{12} + 8,5 \cdot 42 \left(31,1 - \frac{42}{2} \right)^2 + \frac{5,5 \cdot 42^3}{36} + 5,5 \cdot \frac{42}{2} (31,1 - 42/3)^2 + \frac{1,5 \cdot 24^3}{12} + 1,5 \cdot 24 \left(31,1 - \frac{24}{2} \right)^2 + 5,42 \cdot 6,28 (31,1 - 6,0)^2 \right] = 477\,330 \text{ см}^4.$$

Момент сопротивления:

- относительно нижней грани:

$$W_{c,red} = \frac{I_{c,red}}{y_{c,red}} = \frac{477\,330}{31,1} = 15\,348 \text{ см}^3;$$

- относительно верхней грани:

$$W'_{c,red} = \frac{I_{c,red}}{h - y_{c,red}} = \frac{477\,330}{13,9} = 34\,340 \text{ см}^3.$$

Внешний периметр поперечного сечения плиты

$$U = 2 \cdot (b_j + 2h - h_j) = 2 \cdot (295 + 2 \cdot 45 - 3) = 764 \text{ см.}$$

2.5.3 Предварительные напряжения в арматуре.

Нормы по проектированию железобетонных конструкций [2] устанавливают следующие условия назначения величины предварительного напряжения для стержневой арматуры:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{0,max} + p &\leq k_p \cdot f_{pk} \\ \sigma_{0,max} - p &\geq 0,3 \cdot f_{pk} \end{aligned} \right\}$$

где $\sigma_{0,max}$ – начальное контролируемое предварительное напряжение арматуры;

p – максимально допустимое отклонение значения предварительного напряжения, вызванное технологическими причинами ($p=0,05 \sigma_{0,max}$ при механическом способе натяжения арматуры);

$k_p = 0,9$ – для стержневой арматуры; $k_p = 0,8$ – для канатной и проволочной арматуры;

f_{pk} – нормативное сопротивление напрягаемой арматуры (для стали S800 $f_{pk}=800$ МПа).

Принимаем $\sigma_{0,max}=650$ МПа, тогда $p=0,05 \cdot 650=32,5$ МПа.

Условия

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{0,max} + p &= 650 + 32,5 = 682,5 \text{ МПа} < 0,9 \cdot 800 = 720 \text{ МПа} \\ \sigma_{0,max} - p &= 650 - 32,5 = 617,5 \text{ МПа} > 0,3 \cdot 800 = 240 \text{ МПа} \end{aligned} \right\} \text{ выполняются.}$$

Определяем потери предварительного напряжения в напрягаемой арматуре.

2.5.4 Расчет потерь усилия предварительного напряжения в напрягаемой арматуре

Технологические потери:

1. Потери от релаксации напряжений арматуры.

$$\Delta P_{ir} = (0,1 \sigma_{0,max} - 20) A_{sp},$$

$$\Delta P_{ir} = (0,1 \sigma_{0,max} - 20) A_{sp} = (0,1 \cdot 650 - 20) \cdot 12,56 \cdot 10^{-3} = 56,5 \text{ кН.}$$

2. Потери от температурного перепада.

Для бетона класса С30/37 определяются по эмпирической формуле:

$$\Delta P_{\Delta T} = 1,25 \cdot \Delta T \cdot A_{sp} = 1,25 \cdot 65 \cdot 12,56 = 102,1 \text{ кН.}$$

где ΔT – разность между температурой нагреваемой арматуры и неподвижных упоров (вне зоны прогрева), воспринимающих усилие натяжения ($^{\circ}\text{C}$), $\Delta T=65^{\circ}\text{C}$ (см. п. 2.1).

3. Потери, вызванные деформациями стальной формы.

Данный вариант изготовления конструкции предусматривает натяжение арматуры на упоры стенда, поэтому потери от деформации формы равны нулю.

$$\Delta P_f = 0.$$

4. Потери, вызванные трением напрягаемой арматуры об огибающие приспособления, принимаем равными нулю, т.к. напрягаемая арматура прямолинейна

$$\Delta P_{\mu(x)} = 0.$$

5. Потери от деформации анкеров

$$\Delta P_A = \left(\frac{\Delta l}{l} \right) \cdot E_s \cdot A_{сп},$$

где: $l = 13000$ мм – длина натягиваемого стержня (расстояние между наружными гранями стенда, см. п. 2.1);

Δl – обжатие опрессованных шайб, принимаемое равным 2 мм;

$$\Delta P_A = \left(\frac{2}{13000} \right) \cdot 2 \cdot 10^5 \cdot 12,56 = 40,2 \text{ кН}.$$

6. Потери, вызванные упругой деформацией бетона

$$\Delta P_c = \alpha \cdot \rho_{сп} \cdot \left(1 + z_{сп}^2 \cdot \frac{A_c}{I_c} \right) \cdot P_{ос},$$

где $\alpha = \frac{E_{сп}}{E_{см}} = \frac{20 \cdot 10^4}{35,1 \cdot 10^3} = 5,7$ – отношение модулей упругости стали и бетона

на при передаточной прочности бетона для класса $C^{20}/25$;

$$\rho_{сп} = \frac{A_{сп}}{A_c} = \frac{12,56}{1902} = 0,0066 \text{ – коэффициент армирования сечения;}$$

$z_{сп} = 22,93$ см – расстояние между центрами тяжести бетонного сечения и напрягаемой арматуры;

$A_c = 1902$ см² – площадь бетонного сечения;

$I_c = 417725$ см⁴ – момент инерции бетонного сечения;

$P_{ос}$ – усилие предварительного напряжения с учетом потерь, реализованных к моменту обжатия бетона.

$$P_{ос} = \sigma_{0, \max} \cdot A_{сп} - \Delta P_{ir} - \Delta P_{\Delta T} - \Delta P_A = 650 \cdot 1256 / 1000 - 56,5 - 102,1 - 40,2 = 617,6 \text{ кН},$$

$$\Delta P_c = 5,7 \cdot 0,0066 \cdot \left(1 + 25,1^2 \cdot \frac{1902}{417725} \right) \cdot 617,6 = 89,9 \text{ кН}.$$

Усилие предварительного обжатия $P_{м.0}$ действующее непосредственно поле передачи предварительного обжатия на конструкцию должно быть не более

$$P_{м.0} = \sigma_{рм.0} \cdot A_p \leq 0,75 \cdot f_{pk} \cdot A_{сп},$$

где $P_{м.0} = P_{ос} - \Delta P_c = 617,6 - 89,9 = 527,7$ кН.

$$527,7 \text{ кН} < 0,75 \cdot 800 \cdot 12,56 \cdot 10^2 = 753,6 \text{ кН} \text{ – условие выполняется.}$$

Максимальные напряжения в бетоне в момент обжатия

$$\sigma_c = \frac{P_{м.0}}{A_c} + \frac{P_{м.0} \cdot z_{сп} \cdot z_c}{I_c} = \frac{527,7 \cdot 10^3}{1970 \cdot 10^2} + \frac{527,7 \cdot 10^3 \cdot 251 \cdot 311}{4773,3 \cdot 10^6} = 11,3 \text{ МПа}.$$

Условие 9.6.1 [2] $\sigma_c = 11,3$ МПа $< 0,75 \cdot f_{cm} = 0,75 \cdot 28 = 21,0$ МПа выполняется;

здесь f_{cm} – средняя прочность бетона в момент обжатия (см. п. 2.1)

Эксплуатационные потери:

1. Реологические потери предварительного напряжения, вызванные ползучестью и усадкой бетона, а также длительной релаксацией напряжений в арматуре следует определять по формуле

$$\Delta P_i(t) = \Delta \sigma_{p,c+s+r} \cdot A_{sp},$$

$$\Delta \sigma_{p,c+s+r} = \frac{\varepsilon_s(t, t_0) \cdot E_{sp} + \Delta \sigma_{pr} + \alpha_{sp} \cdot \Phi(t, t_0) \cdot (\sigma_{cp} + \sigma_{cp0})}{1 + \alpha \frac{A_{sp}}{A_c} \left(1 + \frac{A_c}{J_c} z_{cp}^2 \right) [1 + 0,8 \cdot \Phi(t, t_0)]},$$

где $\Delta \sigma_{p,c+s+r}$ – потери предварительного напряжения, вызванные ползучестью, усадкой и релаксацией;

$\varepsilon_{cs}(t, t_0)$ – ожидаемые относительные деформации усадки бетона к моменту времени t .

$$\varepsilon_{cs(\infty)} = \varepsilon_{cs,d} + \varepsilon_{cs,a}$$

здесь $\varepsilon_{cs,d}$ – физическая часть усадки при высыхании бетона, определяем по таблице 6.3. [2], $\varepsilon_{cs,d} = 5,8 \cdot 10^{-4}$ при относительной влажности среды $RH = 50$;

$\varepsilon_{cs,a}$ – химическая часть усадки, обусловленная процессами твердения вяжущего.

$$\varepsilon_{cs,a} = \beta_{as}(t) \varepsilon_{cs,a(\infty)},$$

здесь $\varepsilon_{cs,a(\infty)} = -2,5(f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = -2,5(30 - 10) \cdot 10^{-6} = -5 \cdot 10^{-5} \leq 0$,

$$\beta_{as}(t) = 1 - e^{-0,2t^{0,5}} = 1 - e^{-0,2 \cdot 100^{0,5}} = 0,865$$

$$\varepsilon_{cs,a,\infty} = -2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = -2,5 \cdot (30 - 10) \cdot 10^{-6} = -5 \cdot 10^{-5} \leq 0,$$

$$\varepsilon_{cs,a} = 0,865 \cdot (-5 \cdot 10^{-5}) = -4,325 \cdot 10^{-5},$$

$$\varepsilon_{cs,100} = -5,8 \cdot 10^{-4} - 4,325 \cdot 10^{-5} = 6,23 \cdot 10^{-4};$$

$\Phi(t, t_0)$ – коэффициент ползучести бетона за период времени от t_0 до $t = 100$ суток, принимается по рисунку 6.1. [2]. При $h_0 = 2A_c/U = 2 \cdot 1970/754 = 5,2$ см, $\Phi(t, t_0) = 1,9$ (где U – периметр сечения, см. п. 2.5.2);

σ_{cp} – напряжения в бетоне на уровне центра тяжести напрягаемой арматуры от практически постоянной комбинации нагрузок, включая собственный вес:

$$\sigma_{cp} = \frac{M_{max} \cdot z_{cp}}{I_c} = \frac{179,17 \cdot 10^6 \cdot 251}{417725 \cdot 10^4} = 10,8 \text{ МПа},$$

σ_{cp0} – начальное напряжение в бетоне на уровне центра тяжести напрягаемой арматуры от действия усилия предварительного обжатия (с учетом первых)

$$\sigma_{cp0} = - \left(\frac{P_{m,a}}{A_c} + \frac{P_{m,o} \cdot z_{cp}^2}{I_c} \right) = - \left(\frac{527,7 \cdot 10^3}{190200} + \frac{527,7 \cdot 10^3 \cdot 251^2}{417725 \cdot 10^4} \right) = -10,7 \text{ МПа},$$

$\Delta\sigma_{pr}$ – изменение напряжений в напрягаемой арматуре в расчетном сечении, вызванные релаксацией арматурной стали, для вычисления которых сначала определяем σ_{pg0} – напряжения в арматуре, вызванные натяжением (с учетом первых потерь в $t = t_0$) и от действия практически постоянной комбинации нагрузок.

$$\sigma_{pg0} = \frac{P_{m,0}}{A_c} + \alpha \cdot \sigma_{sp} = \frac{527,7 \cdot 10^3}{1256} + 5,7 \cdot 10,8 = 481,8 \text{ МПа.}$$

Принимая $\sigma_p = \sigma_{pg0}$, при $\sigma_p/f_{pk} = 481,8/800 = 0,6$ и третьего релаксационного класса арматуры по таблице 9.2 [2] потери начального предварительного напряжения от релаксации арматуры составляют 1,5%. Тогда $\Delta\sigma_{pr} = 0,015 \cdot 650 = 9,75$ МПа.

Так как $\alpha_{sp} \cdot \Phi(t, t_0) \cdot (\sigma_{sp} + \sigma_{sp0}) = 5,7 \cdot 1,9 \cdot (10,8 - 10,7) > 0$, деформации ползучести отсутствуют и величину $\alpha_{sp} \cdot \Phi(t, t_0) \cdot (\sigma_{sp} + \sigma_{sp0})$ принимаем равной нулю.

Тогда

$$\Delta\sigma_{p,c+sr} = \frac{6,23 \cdot 10^{-4} \cdot 2 \cdot 10^5 + 9,75}{1 + 5,42 \cdot \frac{1256}{190200} \cdot \left(1 + \frac{190200}{417725 \cdot 10^4} \cdot 251^2\right)} \cdot (1 + 0,8 \cdot 1,9) = 98,9 \text{ МПа.}$$

$$\Delta P_i(t) = 98,9 \cdot 12,56 \cdot 10^2 = 124,2 \cdot 10^3 \text{ Н} = 124,2 \text{ кН}$$

Среднее значение усилия предварительного обжатия $P_{m,t}$ (с учетом всех потерь) не должно быть большим, чем это установлено условием

$$\left. \begin{aligned} P_{m,t} = P_{m,0} - \Delta P_i(t) &\leq 0,65 \cdot f_{pk} \cdot A_p \\ P_{m,t} = P_{m,0} - \Delta P_i(t) &\leq P_0 - 100 \cdot A_p \end{aligned} \right\}$$

$527,7 - 124,2 = 403,5 \text{ кН} < 0,65 \cdot 800 \cdot 12,56 \cdot 10^2 = 653,1 \cdot 10^3 \text{ Н} = 653,1 \text{ кН}$ – условие выполняется.

$527,7 - 124,2 = 403,5 \text{ кН} < 650 \cdot 1256 - 100 \cdot 1256 = 690,8 \cdot 10^3 \text{ Н} = 690,8 \text{ кН}$ – условие выполняется.

2.5.5 Проверка прочности нормального сечения по фактическому армированию

Проверку несущей способности нормального сечения плиты производим по упрощенному деформационному методу с использованием расчетной параболически-линейной диаграммы деформирования бетона и расчетной диаграммы «напряжения – относительные деформации» для высокопрочной арматуры при учете влияния предварительного напряжения.

Фактическое значение полезной высоты сечения d в соответствии с расположением стержней:

$$d = h - c = 450 - 60 = 390 \text{ мм} = 39 \text{ см.}$$

Полная величина относительных деформаций предварительно напряженной арматуры:

$$\varepsilon_{s,tot} = \varepsilon_s + \varepsilon_{pm} + \Delta\varepsilon_{pm} = f_{pd}/E_s + 0,002 = 640/2,0 \cdot 10^5 + 0,002 = 0,0052.$$

Для бетона класса C³⁰/₃₇ $\varepsilon_{cu,2} = 0,0035$ (приложение 3).

Граничное значение относительной высоты сжатой зоны бетона, отвечающее условному пределу текучести f_{pd}

$$\xi_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu,2}}{\varepsilon_{s,tot} + \varepsilon_{cu,2}} = \frac{0,0035}{0,0052 + 0,0035} = 0,402.$$

Предполагая, что нейтральная ось проходит по нижней грани полки, определим область деформирования сечения плиты

$$\xi = \beta = \frac{h'_f}{d} = \frac{30}{390} = 0,077 < \frac{1}{6} = 0,167, \text{ а также } \xi = 0,077 < \xi_{lim} = 0,402.$$

Согласно приложению 4 при таком положении нейтральной оси сечение находится в области деформирования 1а.

С помощью формул приложения 4 находим величину усилия воспринимаемого бетоном полки

$$F_{cc} = \omega_c \cdot a \cdot f_{cd} \cdot b'_f \cdot h'_f = \frac{5\xi \left(1 - \frac{8}{3}\xi\right)}{(1-\xi)^2} \cdot \alpha f_{cd} \cdot b'_f \cdot h'_f = \frac{5 \cdot 0,077 \left(1 - \frac{8}{3} \times 0,077\right)}{(1-0,077)^2} \times \\ \times 1,0 \cdot 20 \cdot 2950 \cdot 30 = 635,6 \cdot 10^3 \text{ Н} = 635,6 \text{ кН}.$$

Величина расчетного усилия, воспринимаемого растянутой арматурой:

$$F_{st} = f_{pd} \cdot A_p = 640 \cdot 1256 = 803840 \text{ Н} = 803,8 \text{ кН}.$$

Поскольку $F_{cc} = 635,6 \text{ кН} < F_{st} = 803,8 \text{ кН}$, нейтральная ось располагается в пределах ребра. В этой связи дальнейший расчет производим с учетом тавровой формы сечения.

Определяем величину сжимающего усилия, воспринимающего бетоном при $\xi = 0,167$ – величине относительной высоты сжатой зоны сечения, соответствующей границе между областями деформирования 1а и 1б. Для этого вычисляем:

– используя формулы приложения 4, величину продольного усилия, воспринимаемого ребром таврового сечения

$$F_{cc,r} = \frac{5\xi^2 \left(1 - \frac{8}{3}\xi\right)}{(1-\xi)^2} \alpha f_{cd} b_w d = \frac{5 \cdot 0,167^2 \left(1 - \frac{8}{3} \cdot 0,167\right)}{(1-0,167)^2} \cdot 1,0 \cdot 20 \cdot 200 \cdot 390 = 173,9 \cdot 10^3 \text{ Н} = 173,9 \text{ кН};$$

– используя формулы приложения 6, величину относительной деформации бетона на уровне нижней грани полки

$$\varepsilon_f = 10 \text{ ‰} \frac{\xi - \beta}{1 - \xi} = \frac{10 \cdot (0,167 - 0,077)}{1 - 0,167} = 1,08 \text{ ‰};$$

– величину продольного усилия, воспринимаемого свесами таврового сечения (см. приложение 6)

$$F_{cc,2} = \left[\frac{5\xi^2 \left(1 - \frac{8}{3}\xi\right)}{(1-\xi)^2} - \frac{(\xi-\beta)\varepsilon_f}{2} \left(1 - \frac{\varepsilon_f}{6}\right) \right] \cdot \sigma_{cd}(b'_f - b_w) d = \left[\frac{5 \cdot 0,167^2 \left(1 - \frac{8}{3} \cdot 0,167\right)}{(1-0,167)^2} - \frac{(0,167-0,077) \cdot 1,08}{2} \cdot \left(1 - \frac{1,08}{6}\right) \right] \cdot 1,0 \cdot 20,0 \cdot (2950-200) \cdot 390 = 1\,536,1 \cdot 10^3 \text{ H} = 1\,536,1 \text{ кН}.$$

Величина сжимающего продольного усилия, воспринимающего сечением при $\xi = 0,167$:

$$F_{cc}(0,167) = F_{cc,1} + F_{cc,2} = 173,9 + 1\,536,1 = 1\,710,0 \text{ кН}.$$

Поскольку $F_{st} = 803,8 \text{ кН} < F_{cc}(0,167) = 1\,710,0 \text{ кН}$ – сечение работает в области деформирования 1а и так как величина усилия, воспринимаемого бетоном, нелинейно связана с высотой сжатой зоны, то дальнейший расчет выполняем методом последовательных приближений путем определения величины относительной высоты сжатой зоны по линейной интерполяции в зависимости от величины усилий.

$$\xi = 0,167 \cdot \frac{F_{cc}(0,167) - F_{st}}{F_{cc}(0,167)} = 0,167 \cdot \frac{1\,710,0 - 803,8}{1\,710,0} = 0,0784.$$

На первом шаге приближений имеем

$$F_{cc,1} = \frac{5 \cdot 0,0784^2 \left(1 - \frac{8}{3} \cdot 0,0784\right)}{(1-0,0784)^2} \cdot 1,0 \cdot 20 \cdot 200 \cdot 390 = 44,65 \cdot 10^3 \text{ H} = 44,65 \text{ кН};$$

$$\varepsilon_f = \frac{10 \cdot (0,0784 - 0,077)}{1 - 0,0784} = 0,0152 \text{ ‰}$$

$$F_{cc,2} = \left[\frac{5 \cdot 0,092^2 \left(1 - \frac{8}{3} \cdot 0,092\right)}{(1-0,092)^2} - \frac{(0,092-0,077) \cdot 1,08 \cdot \left(1 - \frac{1,08}{6}\right)}{2} \right] \times$$

$$\times 1,0 \cdot 20 \cdot (2950 - 200) \cdot 390 = 684,2 \cdot 10^3 \text{ H} = 684,2 \text{ кН};$$

$$F_{cc}(0,0784) = 44,65 + 613,65 = 658,3 \text{ кН}.$$

На втором шаге приближений:

$$\xi = 0,0784 \cdot \frac{F_{cc}(0,0784) - F_{st}}{F_{cc}(0,167) - F_{cc}(0,0784)} \cdot (0,167 - 0,0784) = 0,0784 \cdot \frac{658,3 - 803,8}{1\,710,0 - 658,3} \times \\ \times (0,167 - 0,0784) = 0,091;$$

$$F_{cc,1} = \frac{5 \cdot 0,091^2 \left(1 - \frac{8}{3} \cdot 0,091\right)}{(1 - 0,091)^2} \cdot 1,0 \cdot 20 \cdot 200 \cdot 390 = 59,2 \cdot 10^3 \text{ H} = 59,2 \text{ кН};$$

$$\varepsilon_f = \frac{10 \cdot (0,091 - 0,077)}{1 - 0,091} = 0,154 \text{ ‰};$$

$$F_{cc,2} = \left[\frac{5 \cdot 0,091^2 \left(1 - \frac{8}{3} \cdot 0,091\right)}{(1 - 0,091)^2} - \frac{(0,091 - 0,077) \cdot 0,154 \cdot \left(1 - \frac{0,154}{6}\right)}{2} \right] \cdot 1,0 \cdot 20 \times$$

$$\times (2950 - 200) \cdot 390 = 946,5 \cdot 10^3 \text{ H} = 946,5 \text{ кН};$$

$$F_{cc}(0,091) = 59,2 + 946,5 = 1005,7 \text{ кН}.$$

На третьем шаге:

$$\xi = 0,091 - \frac{F_{cc}(0,091) - F_{st}}{F_{cc}(0,0784) - F_{cc}(0,091)} \cdot (0,0784 - 0,091) = 0,091 - \frac{1005,7 - 803,5}{658,3 - 1005,7} \times$$

$$\times (0,0784 - 0,091) = 0,084;$$

$$F_{cc,1} = \frac{5 \cdot 0,084^2 \left(1 - \frac{8}{3} \cdot 0,084\right)}{(1 - 0,084)^2} \cdot 1,0 \cdot 20 \cdot 200 \cdot 390 = 50,9 \cdot 10^3 \text{ H} = 50,9 \text{ кН};$$

$$\varepsilon_f = \frac{10(0,084 - 0,077)}{1 - 0,084} = 0,0764 \text{ ‰};$$

$$F_{cc,2} = \left[\frac{5 \cdot 0,084^2 \left(1 - \frac{8}{3} \cdot 0,084\right)}{(1 - 0,084)^2} - \frac{(0,084 - 0,077) \cdot 0,0764 \cdot \left(1 - \frac{0,0764}{6}\right)}{2} \right] \times$$

$$\times 1,0 \cdot 20 \cdot (2950 - 200) \cdot 390 = 694,2 \cdot 10^3 \text{ H} = 694,2 \text{ кН};$$

Поскольку $F_{cc}(0,084) = 50,9 + 694,2 = 745,1 \text{ кН}$ незначительно отличается от $F_{st} = 803,8 \text{ кН}$ (разница 7,3% < 10%), то принимаем ξ равной средней величине полученной на втором и третьем шагах приближений, т.е.

$$\xi = \frac{(0,091 + 0,084)}{2} = 0,0875 \text{ и с помощью формул приложения 4 находим:}$$

$$\varepsilon_f = 10 \frac{\xi - \beta}{1 - \beta} = \frac{10(0,0875 - 0,077)}{1 - 0,0875} = 0,105 \text{ ‰};$$

С помощью формул приложения 4 находим величину изгибающего момента, воспринимаемого бетоном ребра таврового сечения

$$M_{Rd,1} = \frac{1,25\xi^2(3\xi^2 - 12\xi + 4)}{(1-\xi)^2} \cdot \alpha f_{cd} b_w d^2 = \frac{1,25 \cdot 0,0875^2 (3 \cdot 0,0875^2 - 12 \cdot 0,0875 + 4)}{(1-0,0875)^2} \times \\ \times 1,0 \cdot 20 \cdot 200 \cdot 390^2 = 20,8 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 20,8 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

С помощью формул приложения 4 находим величину изгибающего момента, воспринимаемого бетоном свесов таврового сечения:

$$M_{Rd,2} = \left[\frac{1,25\xi^2(3\xi^2 - 12\xi + 4)}{(1-\xi)^2} - \frac{\varepsilon_f^2}{20} \left((1-\xi)^2 - (1-\xi)(\xi-\beta) - \frac{5}{4}(\xi-\beta)^2 \right) \right] \cdot \alpha f_{cd} (b'_j - b_w) d^2 = \\ = \left[\frac{1,25 \cdot 0,0875^2 (3 \cdot 0,0875^2 - 12 \cdot 0,0875 + 4)}{(1-0,0875)^2} - \frac{0,105^2}{20} \left((1-0,0875)^2 - \right. \right. \\ \left. \left. - (1-0,0875)(0,0875-0,077) - \frac{5}{4} (0,0975-0,077)^2 \right) \right] \cdot 1,0 \cdot 20 (2950-200) \cdot 390^2 = \\ = 282,3 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 282,3 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Величина изгибающего момента, воспринимаемого тавровым сечением

$$M_{Rd} = M_{Rd,1} + M_{Rd,2} = 20,8 + 282,3 = 303,1 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_{sd} = 298,8 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

т.е. прочность плиты по нормальному сечению обеспечена.

2.6 Расчет прочности наклонных сечений

Расчитываем наклонное сечение на припорном участке. При расчете принимаем $b_w = 2 \cdot 100 = 200 \text{ мм} = 0,2 \text{ м}$.

Поперечная сила $V_{sd} = 97,3 \text{ кН}$.

Изгибающий момент $M_{sd} \sim 0 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Рабочая высота плиты $d = h - c = 450 - 60 = 390 \text{ мм}$.

Поперечная сила, воспринимаемая железобетонным элементом без поперечного армирования

$$V_{Rd,ct} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ct})^{2/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d,$$

$$\text{но не менее } V_{Rd,ct,min} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d,$$

$$\text{где } k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2, \quad k = 1 + \sqrt{\frac{200}{390}} = 1,72; \text{ принимаем } k = 1,72;$$

$\sigma_{cp} = 0$, т.к. отсутствуют осевые силы;

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12;$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{12,56}{20 \cdot 39} = 0,016 < 0,02;$$

$$k_1 = 0,15;$$

$$\sigma = \frac{P_{mt}}{b_w \cdot d} = \frac{403,5 \cdot 10^3}{200 \cdot 390} = 5,17 < 0,2 \cdot f_{ct} = 0,2 \cdot 20 = 4 \text{ МПа}, \text{ принимаем } \sigma_{cp} = 4 \text{ МПа}$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,72^{3/2} \cdot 30^{1/2} = 0,432 \text{ МПа};$$

$$V_{Rd,ct} = \left[0,12 \cdot 2 \cdot (100 \cdot 0,016 \cdot 30)^{2/3} + 0,15 \cdot 4,0 \right] \cdot 200 \cdot 390 = 111,5 \cdot 10^3 \text{ Н} = 111,5 \text{ кН};$$

$$V_{Rd,ct,min} = (0,432) \cdot 200 \cdot 390 = 103,9 \cdot 10^3 \text{ Н} = 103,9 \text{ кН},$$

$V_{sd} = 97,3 \text{ кН} < V_{Rd,ct} = 111,5 \text{ кН}$ – условие удовлетворяется, расчёт поперечной арматуры не производится и поперечная арматура устанавливается конструктивно. Принимаем Ø6 S400 с шагом 150 мм, что не превышает при $h \leq 450 \text{ мм}$ $h/2 = 450/2 = 225 \text{ мм}$ и не более 150мм; в средней зоне $S = 300 \text{ мм}$, что не превышает $3/4 h = 3/4 \cdot 450 = 338 \text{ мм}$.

2.7 Расчет прочности плиты в стадии изготовления и монтажа

В стадии изготовления и монтажа в качестве внешней нагрузки на плиту действует усилие в напрягаемой арматуре P_{m0} (усилие обжатия бетона). Учитывая, что при подъеме плиты в местах установки монтажных петель возникают моменты, которые растягивают верхнюю зону плиты, то моменты от усилия P_{mt} и собственного веса суммируют (рисунок 8). Петли установлены в продольных ребрах на расстоянии 0,8 м от торцов плиты.

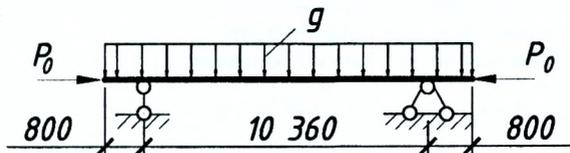


Рисунок 8 – Расчетная схема плиты в стадии изготовления и монтажа

Усилие P_{mt} в напрягаемой арматуре в стадии после обжатия:

$$P_{mt} = \gamma_{sup} \cdot P_{m0} = 330 \cdot 10^3 \cdot A_p = 1,1 \cdot 527,7 - 330 \cdot 10^3 \cdot 1 \cdot 256 \cdot 10^{-6} = 166,0 \text{ кН}.$$

Момент от собственного веса плиты:

$$M_{sd} = \frac{g \cdot l^2}{2} = \frac{2,768 \cdot 3 \cdot 0,8^2}{2} = 2,66 \text{ кН} \cdot \text{м}, \text{ где } q = 2,768 \text{ кН/см. таблицу 1.}$$

Момент от усилия предварительного обжатия

$$P_{mt} \cdot z_{cp,red} = 113,2 \cdot 0,251 = 28,4 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Для арматуры S500 при $E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ МПа}$, $\varepsilon_{sv} = \frac{f_w}{E_s} = \frac{435}{2 \cdot 10^5} = 2,175 \text{ ‰}$

Тогда $\xi_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{sv} + \varepsilon_{cu2}} = \frac{3,5}{3,5 + 2,175} = 0,617$ и

$$\alpha_{m,lim} = \omega_c \xi_{lim} (1 - k_2 \xi_{lim}) = 0,81 \cdot 0,617 \cdot (1 - 0,416 \cdot 0,617) = 0,371.$$

Коэффициент

$$\alpha_m = \frac{M_{sd} + P_{ms} \cdot z_{cp}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{(2,66 + 41,7) \cdot 10^5}{1,0 \cdot 20 \cdot 10^2 \cdot 20 \cdot 42,5^2} = 0,0614 < \alpha_{m,lim} = 0,371.$$

где $d = h - c = 45 - 2,2 = 42,5$ см – расстояние от нижней грани ребра до центра тяжести арматуры верхней зоны сечения.

Вычисленному коэффициенту α_m соответствует значение коэффициента

$$\eta = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{\alpha_m}{C_o}} = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{0,0614}{1,947}} = 0,967.$$

Требуемая площадь сечения продольной рабочей арматуры

$$A_{st} = \frac{M_{sd} + P_{ms} \cdot z}{f_{pd} \cdot \eta \cdot d} = \frac{(2,66 + 41,7) \cdot 1000}{435 \cdot 0,967 \cdot 42,5} = 2,48 \text{ см}^2 < A_{st,prov} = 2,89 \text{ см}^2.$$

($A_{st,prov}$ складывается из арматуры продольных стержней сетки плиты $A_{st} = 0,63 \text{ см}^2$ (см. п. 2.3) и сечения продольных стержней каркаса продольных ребер $2\varnothing 12 \text{ S500 } A_{st} = 2,26 \text{ см}^2$), - следовательно, принятой арматуры достаточно для обеспечения прочности сечения плиты в местах установки монтажных петель.

2.8 Расчет по образованию нормальных трещин в стадии эксплуатации

Так как рассчитываемая плита по условиям эксплуатации относится к классу ХС1 и эксплуатируется в закрытом помещении, то согласно таблице 5.1 [2] в конструкции допускается образование трещин. Данный расчет производится на действие частой комбинации нагрузок ($\gamma_F=1$) для выяснения необходимости проверки раскрытия трещин.

Определяем момент трещинообразования:

$$M_{cr} = f_{ct,m} \cdot W_c + r_{inf} \cdot P_{ms} \left(z_{cp,red} + \frac{W_{c,red}}{A_{c,red}} \right) = 2,9 \cdot 10^3 \cdot 15 \cdot 348 \cdot 10^{-6} + 0,9 \cdot 403,5 \times \\ \times \left(0,251 + \frac{15 \cdot 348 \cdot 10^{-6}}{1970 \cdot 10^{-4}} \right) = 164,0 \text{ кН} \cdot \text{м} < M_{sd} = 198,8 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Таким образом, трещины в стадии эксплуатации при низшем пределе усилия предварительного обжатия образуются, и необходим расчет по раскрытию трещин.

2.9 Расчет по раскрытию нормальных трещин в стадии эксплуатации

Ширина раскрытия трещин определяется по усилиям от частой комбинации нагрузок $M_{sk} = 198,8 \text{ кН} \cdot \text{м}$. Предельно допустимая ширина раскрытия трещин для конструкций класса по условиям эксплуатации ХС1 (RH=50%) $W_{lim} = 0,2 \text{ мм}$ (таблица 5.1 [2]).

Эффективный модуль упругости при предельном значении коэффициента ползучести $\Phi(\infty, t_0) = 1,9$ (см. п. 2.5.3):

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \Phi(\infty, t_0)} = \frac{36,9 \cdot 10^3}{1 + 1,9} = 12,7 \cdot 10^3 \text{ МПа}.$$

Коэффициент приведения:

$$\alpha_p = \alpha_s = \frac{E_s}{E_{c,eff}} = \frac{2 \cdot 10^5}{12,7 \cdot 10^3} = 15,75.$$

Высота сжатой зоны сечения находится из условия равенства статических моментов сжатой и растянутой зон относительно нейтральной оси (см. рисунок 8), при этом, предполагая, что нейтральная ось находится в ребре.

$$147,5 \cdot 3 \cdot \left(x - \frac{3}{2}\right) + \frac{10(x-3)^2}{2} + 15,75 \cdot \frac{0,57+1,57}{2} \cdot (x-2,5) - 15,75 \cdot \frac{12,56}{2} \cdot (45-x-6,0) = 0.$$

После упрощения равенства имеем

$$x^2 + 105,65x - 903,7 = 0.$$

Решая квадратное уравнение, получим

$$x = -\frac{105,65}{2} + \sqrt{\frac{105,65^2}{4} + 903,7} = 7,95 \text{ см} > h'_f = 3,0 \text{ см} \quad - \text{нейтральная ось}$$

действительно находится в ребре.

Приращение напряжений в напрягаемой арматуре при использовании билинейной диаграммы деформирования бетона сжатой зоны.

$$\sigma_s = \frac{M_{ст}}{A_p \left(d - \frac{x}{3}\right)} - \frac{P_{мл}}{A_p} = \frac{198,8 \cdot 10^6}{1256 \cdot \left(390 - \frac{79,5}{3}\right)} - \frac{403,5 \cdot 10^3}{1256} = 114,4 \text{ МПа.}$$

Эффективная высота растянутой зоны

$$h_{c,eff} = \min \begin{cases} 2,5(h-d) = 2,5(450-390) = 150 \text{ мм}; \\ \frac{h-x}{3} = \frac{450-79,5}{3} = 123,5 \text{ мм}; \\ \frac{h}{2} = \frac{450}{2} = 225 \text{ мм.} \end{cases}$$

Эффективная площадь растянутой зоны сечения:

$$A_{c,eff} = b \cdot h_{c,eff} = 200 \cdot 123,5 = 24\,700 \text{ мм}^2.$$

Эффективный коэффициент армирования

$$\rho_{eff} = \frac{A_p}{A_{c,eff}} = \frac{1256}{24\,700} = 0,051.$$

Среднее расстояние между трещинами

$$S_{rm} = 50 + 0,25 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot \frac{\Phi}{\rho_{eff}} = 50 + 0,25 \cdot 0,8 \cdot 0,5 \cdot \frac{20}{0,051} = 89,2 \text{ мм.}$$

здесь $k_1 = 0,8$ – для стержней периодического профиля;

$k_2 = 0,5$ – при изгибе.

Среднее приращение относительных деформаций арматуры:

$$\varepsilon_{sp} = \varepsilon_s \left[1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{M_{cr}}{M_{ст}} \right)^2 \right] = \frac{114,4}{2,0 \cdot 10^5} \left[1 - 1,0 \cdot 1,05 \left(\frac{164,0}{198,8} \right)^2 \right] = 3,77 \cdot 10^{-4},$$

здесь $\beta_1 = 1,0$ – для стержней периодического профиля;

$\beta_2 = 0,5$ – при действии длительно действующих нагрузок.

Расчетная ширина раскрытия трещин при коэффициенте отношения расчетной ширины раскрытия трещин к средней $\beta = 1,7$.

$$W_k = \beta \cdot S_{rm} \cdot \varepsilon_{sm} = 1,7 \cdot 114,4 \cdot 3,77 \cdot 10^{-4} = 0,073 \text{ мм} < W_{k,lim} = 0,2 \text{ мм}.$$

Ширина раскрытия трещин не превышает допустимую.

2.10 Расчет по образованию трещин, наклонных к продольной оси плиты в стадии эксплуатации

Выполняется для выяснения необходимости расчета ширины раскрытия наклонных трещин и сводится к определению главных растягивающих ε_1 и главных сжимающих ε_2 деформаций по формулам для двухосного напряженного состояния.

Наклонные трещины не образуются, если выполняется условие

$$\varepsilon_{ct} = \varepsilon_1 + \nu \cdot \varepsilon_2 \leq \varepsilon_{cr}, \quad (13)$$

где ν – коэффициент поперечных деформаций бетона при сжатии (коэффициент Пуассона), принимаемый равным 0,2;

ε_{cr} – относительные деформации, соответствующие исчерпанию прочности бетона на растяжение, которые допускается принимать равными $\varepsilon_{cr} = \frac{f_{ctm}}{E_{cm}}$.

Появление наклонных трещин наиболее вероятно в двух характерных сечениях, расположенных на приопорном участке плиты (рисунок 9): сечение I - I у грани опоры и сечение II - II в конце зоны анкеровки напрягаемой арматуры. Трещиностойкость этих сечений проверяем на уровне центра тяжести, т.е. при $y = z_{c,red} = 31,1 \text{ см}$.

Для определения длины зоны передачи преднапряжения l_{bpd} вычисляем следующие характеристики:

– напряжения сцепления арматуры с бетоном:

$$f_{bpl} = \eta_{p1} \cdot \eta_1 \cdot f_{ctd} = 2,7 \cdot 0,7 \cdot 1,35 = 2,55 \text{ МПа},$$

где $\eta_{p1} = 2,7$ – для стержней периодического профиля;

$\eta_1 = 0,7$ – принимается по рекомендациям п.11.2.33 [2];

– предельные напряжения сцепления по контакту напрягаемой арматуры с бетоном:

$$f_{bpl} = \eta_{p2} \eta_1 f_{ctd} = 1,4 \cdot 0,7 \cdot 1,35 = 1,32 \text{ МПа},$$

где $\eta_{p2} = 1,4$ – для стержней периодического профиля;

– напряжения в арматуре непосредственно после ее отпуска с упоров:

$$\sigma_{pl} = \frac{P_{mo}}{A_p} = \frac{527,7 \cdot 10^3}{1256} = 420 \text{ МПа};$$

– базовая длина зоны передачи напряжений:

$$l_{pl} = \frac{\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \varnothing \cdot \sigma_{pl}}{f_{bpl}} = \frac{1,0 \cdot 0,25 \cdot 20 \cdot 420}{2,55} = 824 \text{ мм},$$

здесь $\alpha_1 = 1,0$ – при постепенной передаче усилия обжатия,
 $\alpha_2 = 0,25$ – для стержневой арматуры.

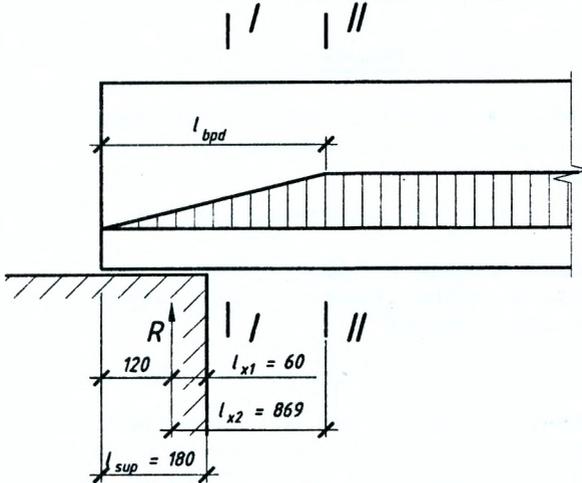


Рисунок 9 – К расчету трещиностойкости наклонных сечений

– изгибающий момент от частой комбинации нагрузок в конце базовой длины зоны передачи напряжений:

$$M_{sk} = 0,5 \cdot (g_{sk} - \Phi_1 q_{sk}) \cdot l_x \cdot (l_{eff} - l_x) = 0,5 \cdot 10,67 \cdot 0,774 \cdot (11,86 - 0,774) = 45,8 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$\text{где } l_x = l_{pl} - \frac{2 \cdot l_{sup}}{3} = 824 - \frac{2 \cdot 180}{2} = 804 \text{ мм} = 0,804 \text{ м};$$

– напряжения в арматуре от действия частой комбинации нагрузок:

$$\sigma_{pd} = \alpha \frac{M_{sk}}{I_{c,red}} z_{cp,red} = 5,42 \cdot \frac{50,8 \cdot 10^6}{477 \, 330 \cdot 10^4} \cdot 251 = 14,48 \text{ МПа},$$

здесь α – коэффициент приведения бетонного сечения к приведенному

$$\left(\alpha = \frac{E_s}{E_{cm}} \right);$$

– предварительные напряжения в арматуре с учетом всех потерь:

$$\sigma_{pm} = \frac{P_{mi}}{A_p} = \frac{403,5 \cdot 10^3}{1 \, 256} = 321 \text{ МПа}.$$

Расчетную длину анкеровки напрягаемой арматуры следует определять по формуле 11.6 [2]:

$$l_{bpd} = 1,2 \cdot l_{pl} + \alpha_2 \varnothing (\sigma_{pd} - \sigma_{pm}) / f_{bpd}. \quad (14)$$

Так как $(\sigma_{pd} - \sigma_{pm}) = (14,48 - 321) < 0$, то принимаем $(\sigma_{pd} - \sigma_{pm}) = 0$. Тогда
 $l_{bpd} = 1,2 \cdot 824 = 989 \text{ мм}.$

Расчет образования трещин в сечении I-I

Так как между линией действия опорной реакции и рассматриваемым сечением поперечная нагрузка может отсутствовать, то принимаем для сечения I-I:

$$V_{sk} = R = \frac{(g_{sk} + \Psi_1 q_{sk}) l_{eff}}{2} = \frac{11,58 \cdot 11,86}{2} = 67,86 \text{ кН.}$$

Усилие обжатия меняется по длине зоны передачи напряжений линейно от нуля в начале зоны до расчетной величины в конце и в рассматриваемом сечении равно:

$$P'_{mt} = P_{mt} \cdot \frac{l_x}{l_0} = 403,5 \cdot \frac{180}{989} = 73,4 \text{ кН.}$$

Ввиду малой величины $l_x = 60 \text{ мм}$ принимаем изгибающий момент от внешней нагрузки в сечении равным нулю. Тогда нормальные напряжения в уровне центра тяжести сечения:

$$\sigma_x = -\frac{P'_{mt}}{A_c} = -\frac{73,4 \cdot 10^3}{1902 \cdot 10^2} = -0,39 \text{ МПа.}$$

Напряжения σ_y от местного действия опорной реакции должны учитываться на длине участка $x = 0,7h$ по обе стороны от точки приложения силы. Так как $x = 0,7h = 0,7 \cdot 45 = 31,5 \text{ см} = 315 \text{ мм} > l_x = 60 \text{ мм}$, то необходим учет этих напряжений:

$$\sigma_y = \frac{R}{bh} \cdot \frac{\beta}{1,57} \left[\frac{3-2\beta}{(1+\alpha^2)^2} - \frac{\beta}{(\alpha^2+\beta^2)^2} \right] = \frac{67,86 \cdot 10^3}{100 \cdot 450} \cdot \frac{0,69}{1,57} \left[\frac{3-2 \cdot 0,69}{(1+0,13^2)^2} - \frac{0,69}{(0,13^2+0,69^2)^2} \right] = -0,87 \text{ МПа,}$$

здесь $\alpha = \frac{l_{x1}}{h} = \frac{50}{450} = 0,13$ и $\beta = \frac{y}{h} = \frac{z_c}{h} = \frac{311}{450} = 0,69$.

Статический момент части сечения, расположенной выше центра тяжести, относительно оси проходящей через центр тяжести сечения

$$S_c = 2 \left[1475 \cdot 3 \cdot \left(13,9 - \frac{3}{2} \right) + \frac{(15,5 - 1,5) \cdot (13,9 - 3)^2}{2} - \frac{1,5(13,9 - 3)^2}{3} \right] = 12 \, 520 \text{ см}^3.$$

Касательные напряжения в сечении

$$\tau_{xy} = \frac{V_{sk} \cdot S_c}{I_c \cdot b} = \frac{67,86 \cdot 10^3 \cdot 12,52 \cdot 10^6}{4773,3 \cdot 10^6 \cdot 200} = 0,89 \text{ МПа.}$$

Главные растягивающие и главные сжимающие напряжения в уровне центра тяжести сечения

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \right)^2 + \tau_{xy}^2} = \frac{-0,39 - 0,87}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{-0,39 + 0,87}{2} \right)^2 + 0,87^2} = -0,63 \pm 0,92.$$

$$\sigma_1 = 0,29 \text{ МПа, } \sigma_2 = -1,394 \text{ МПа.}$$

Общие относительные деформации в наклонном сечении плиты от совместного действия главных растягивающих и главных сжимающих напряжений:

$$\varepsilon_{ct} = \varepsilon_1 + \nu \varepsilon_2 = \frac{\sigma_1}{E_{cm}} + 0,2 \frac{\sigma_2}{E_{cm}} = \frac{0,29}{36,9 \cdot 10^3} + 0,2 \times \frac{1,55}{36,9 \cdot 10^3} = 0,163 \cdot 10^{-4}.$$

Условие $\varepsilon_{ct} = 0,163 \cdot 10^{-4} < \varepsilon_{cr} = \frac{f_{ctm}}{E_{cm}} = \frac{2,9}{36,9 \cdot 10^3} = 0,786 \cdot 10^{-4}$ выполняется,

наклонные трещины не образуются.

Расчет образования трещин в сечении II-II

Поперечная сила в сечении:

$$V_{sk} = R - (g_{sk} + \varphi_1 q_{sk}) l_{xII} = 67,86 - 11,58 \cdot 0,869 = 57,8 \text{ кН}.$$

Усилие обжатия бетона в конце зоны анкеровки:

$$P_{mI}'' = P_m = 403,5 \text{ кН}.$$

Изгибающий момент в сечении от частой комбинации внешней нагрузки:

$$M_{sk} = 0,5 (g_{sk} + \varphi_1 q_{sk}) \cdot l_{xII} \cdot (l_{eff} - l_{xII}) = 0,5 \cdot 11,58 \cdot 0,869 \cdot (11,72 - 0,869) = 54,6 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Нормальные напряжения в уровне центра тяжести сечения от совместного действия усилия обжатия сечения и внешней нагрузки:

$$\sigma_x = -\frac{P_{mI}''}{A_c} + \frac{M_{sk} \cdot z_{cp,red}}{I_{c,red}} = -\frac{403,5 \cdot 10^3}{1\,902 \cdot 10^2} + \frac{54,6 \cdot 10^6 \cdot 251}{4\,773,3 \cdot 10^6} = 4,99 \text{ МПа}.$$

Так как $l_{xII} = 0,939 \text{ м} > 0,7h = 0,7 \cdot 0,45 = 0,315 \text{ м}$, то принимаем $\sigma_y = 0$.

Касательные напряжения в сечении:

$$\tau_{xy} = \frac{57,8 \cdot 10^3 \cdot 12,52 \cdot 10^6}{4\,773,3 \cdot 10^6 \cdot 200} = 0,76 \text{ МПа}.$$

Главные напряжения в рассчитываемом сечении:

$$\sigma_{1,2} = -\frac{4,99}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{4,99}{2}\right)^2 + 0,76^2} = 2,5 \pm 2,61,$$

$$\sigma_1 = -0,11 \text{ МПа}, \sigma_2 = 5,11 \text{ МПа}.$$

Общие относительные деформации в наклонном сечении плиты:

$$\varepsilon_{ct} = \frac{0,11}{36,9 \cdot 10^3} + 0,2 \cdot \frac{5,11}{36,9 \cdot 10^3} = 0,31 \cdot 10^{-4}.$$

Так как $\varepsilon_{ct} = 0,31 \cdot 10^{-4} < \varepsilon_{cr} = 0,786 \cdot 10^{-4}$ наклонные трещины в сечении II-II образовываться не будут.

2.11 Расчет по образованию нормальных трещин в стадии изготовления

Момент от собственного веса плиты при ее подъеме в сечении, совпадающем с местом установки монтажной петли

$$M_{sk} = \frac{g_{sk} \cdot b \cdot l_1^2}{2} = \frac{2,05 \cdot 3 \cdot 0,8^2}{2} = 1,97 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

где $g = 2,05 \text{ кН/м}^2$, см. таблицу 2.1,

$b = 3,0$ м – ширина плиты,

l_1 – расстояние от торца панели до места установки монтажной петли (рисунок 2.1).

Расчет по образованию нормальных трещин в зоне сечения, растянутой от действия усилия предварительного обжатия в стадии изготовления, производится из условия:

$$P_{mo} \left(z_{cp} - \frac{W'_c}{A_c} \right) \pm M_{sk} \leq M_{cr} = f_{ctm} \cdot W'_c, \quad (15)$$

здесь M_{sk} – момент от собственного веса плиты при ее подъеме, принимается со знаком минус, так как его направление противоположно моменту от усилия обжатия;

f_{ctm} – значение средней прочности бетона на осевое растяжение в момент предварительного обжатия бетона, т.е. при классе бетона $C^{20}/25$.

$$527,7 \left(0,251 - \frac{34 \cdot 340 \cdot 10^{-6}}{1 \cdot 902 \cdot 10^{-4}} \right) - 1,97 = 35,2 \text{ кН} \cdot \text{м} < 2,2 \cdot 34 \cdot 340 \cdot 10^3 \cdot 10^{-6} = 75,55 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Следовательно, в стадии изготовления в верхней зоне плиты трещины не образуются.

2.12 Расчет плиты по деформациям

Прогибы предварительно напряженной плиты определяются суммированием прогибов от внешней нагрузки (изгибающего момента от практически постоянной комбинации нагрузок $M_{sk} = 186,5$ кН²м) и выгиба от усилия предварительного обжатия бетона $P_m = 403,5$ кН.

Момент инерции сечения с нормальными трещинами при высоте сжатой зоны сечения $x_n = 7,95$ см (см. п. 2.9)

$$I_n = \frac{(295 - 20,0) \cdot 3^3}{12} + (295 - 200) \cdot 3 \cdot \left(7,95 - \frac{3}{2} \right)^2 + \frac{20,0 \cdot 7,95^3}{3} + 15,75 \cdot (0,57 + 1,57) \times \\ \times (7,95 - 2,5)^2 + 15,75 \cdot 12,56 \cdot (45 - 7,95 - 6,0)^2 = 23,0 \cdot 10^4 \text{ см}^4 = 23,0 \cdot 10^8 \text{ мм}^2.$$

Условие равенства статических моментов сжатой и растянутой без трещин зон относительно нейтральной оси (рисунок 8):

$$295 \cdot 3 \cdot \left(x - \frac{3}{2} \right) + \frac{20,0 \cdot (x - 3)^2}{2} + 15,75 \cdot (0,54 + 1,57) \cdot (x - 2,5) - \frac{20,0 \cdot (45 - x)^2}{2} - \\ - 15,75 \cdot 12,56 \cdot (45 - x - 6,0) = 0$$

После упрощения выражения имеем $x = x_1 = 14,0$ см.

Момент инерции сечения (рисунок 8) при отсутствии нормальных трещин в растянутой зоне:

$$I_I = \frac{(295-20) \cdot 3^3}{12} + (295-200) \cdot 3 \cdot \left(14,0 - \frac{3}{2}\right)^2 + \frac{20 \cdot 14^3}{3} + 15,75 \cdot (0,57 + 1,57) \times \\ \times (14 - 2,5)^2 + \frac{20 \cdot (45-14)^3}{3} + 15,75 \cdot 12,56 \cdot (45 - 14,0 - 6,0)^2 = 47,5 \cdot 10^4 \text{ см}^4 = \\ = 47,5 \cdot 10^8 \text{ мм}^4.$$

Изгибная жесткость балки при действии внешней нагрузки:

$$B(\infty, t_0) = \frac{E_{c,eff} I_{II}}{1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{M_{cr}}{M_{sk}}\right)^2 \left(1 - \frac{I_{II}}{I_I}\right)} = \frac{12,7 \cdot 10^3 \cdot 23,0 \cdot 10^8}{1 - 1,0 \cdot 0,5 \left(\frac{164,0}{186,5}\right)^2 \left(1 - \frac{23,0 \cdot 10^8}{47,5 \cdot 10^8}\right)} = 364,9 \cdot 10^{11} \text{ Н} \cdot \text{мм}^2.$$

При отсутствии трещин в верхней зоне при предварительном обжатии бетона изгибная жесткость плиты может быть определена как:

$$B_{c,eff} = E_{c,eff} I_{c,red} = 12,7 \cdot 10^3 \cdot 47,733 \cdot 10^8 = 606,2 \cdot 10^{11} \text{ Н} \cdot \text{мм}^2.$$

Усилие предварительного обжатия бетона при нижнем пределе его значения:

$$N_{pd} = r_{inf} \cdot P_{m1} = 0,9 \cdot 403,5 = 363,2 \text{ кН}.$$

Прогиб плиты в середине пролета:

$$a(\infty, t_0) = \alpha_n \frac{M_{sk,eff} l^2}{B(\infty, t_0)} - \alpha_p \frac{N_{pd} \cdot z_{cp,red} \cdot l^2}{B_{c,eff}} = \\ = \frac{5}{48} \cdot \frac{186,5 \cdot 10^6 \cdot 11720^2}{364,9 \cdot 10^{11}} - \frac{1}{8} \cdot \frac{363,2 \cdot 10^3 \cdot 251 \cdot 11720^2}{6062 \cdot 10^{11}} = 47,3 \text{ мм}.$$

Предельно допустимый прогиб

$$a_{lim} = \frac{1}{250} l_0 = \frac{1}{250} \cdot 11720 = 46,9 \text{ мм} < a(\infty, t_0) = 47,3 \text{ мм}.$$

Таким образом, максимальный прогиб в середине пролета плиты превышает допустимый. Необходимо увеличивать силу обжатия бетона (величину выгиба) путем увеличения количества или усилия преднапряжения напрягаемой арматуры. В курсовом и дипломном проектировании (в данном случае) перерасчет прогибов плиты можно не выполнять.

3 УКАЗАНИЯ ПО РАСЧЕТУ И КОНСТРУИРОВАНИЮ СТРОПИЛЬНЫХ БАЛОК

В качестве основных несущих элементов покрытия одноэтажных производственных зданий в настоящее время применяют предварительно напряженные балки при пролетах 12 и 18 м с шагом 6 и 12 м, а ранее – и при пролетах 24 м. Стропильные балки оказываются экономичнее ферм по расходу стали и бетона при пролетах 12 и 18 м и шаге 6 м. Односкатные и плоские кровли зданий образуются балками с параллельными поясами, а двускатные кровли – двускатными балками. Балки пролетами 12 и 18 м бывают сплошные (со сплошной стенкой) и решетчатые (с отверстиями в стенке), прямоугольного и двутаврового сечений. Балки различаются в зависимости от того, опираются они на колонны или на подстропильные конструкции. Изготавливаются балки преимущественно цельными.

При больших пролетах в балках возникают большие усилия, что предопределяет экономическую целесообразность постановки высокопрочной арматуры (рост прочности арматуры значительно опережает увеличение её стоимости). Для эффективного использования высокопрочной арматуры балки необходимо проектировать предварительно напряженными. При этом значительно увеличивается трещиностойкость конструкции и, соответственно, её долговечность.

3.1 Формирование основных размеров балок

Размеры балок покрытий должны быть увязаны с габаритными размерами здания в целом, размерами колонн и подстропильных конструкций. Поэтому при назначении габаритных размеров балки следует ориентироваться на типовые конструкции (см. таблица 2.3 [16]).

Конструктивная длина балок при опирании на колонны обычно назначается на 40÷50 мм меньше номинальной (величины пролета), а при опирании на подстропильные конструкции – на 240÷250 мм.

При опирании балки на колонны каркаса разной высоты применяют односкатные балки, на одном конце которых имеется выступ, а с другой подрезка длиной до 400 мм и высотой до 20÷25 мм.

Высоту поперечного сечения в середине пролета назначают равной $1/10 \div 1/16$ длины пролета и принимают постоянной по всей длине в балках с параллельными поясами и односкатных. В двускатных балках высота сечения на торце принимается $1/20 \div 1/35$ пролета (обычно 800÷900 мм). Ширина полок балок двутаврового и таврового сечений принимаются в пределах ($1/50 \div 1/70$) пролета (240÷400 мм), а толщина – не менее 100 мм (без учета втулов). Толщина стенок балок двутаврового сечения принимается 70÷100 мм, а решетчатых – 200÷280 мм (см. [9] и таблицу 2.3 [16]).

3.2 Материалы

В качестве материалов для балок применяют бетон классов $C^{20/25}$ – $C^{40/50}$ и стержневую, канатную арматуру или высокопрочную проволоку, натягиваемых чаще всего на упоры. По расходу стали, как правило, более экономичными оказываются балки с высокопрочной проволочной арматурой, затем с канатной и наименее со стержневой. По объёму бетона независимо от применяемой арматуры балки одного типа оказываются примерно одинаковыми.

При выполнении расчетов и конструирования балок в курсовом или дипломном проектировании материалы для балок принимаются в соответствии с заданием.

3.3 Расчетная схема балки и определение расчетных усилий

Расчетная схема балок всех типов – однопролетная шарнирно-опертая балка. Расчетный пролет принимается равным расстоянию между центрами опирания ее на колонны. В случае типового крепления балки к колонне расчетный пролет принимается:

$$l_0 = L - 2 \cdot a,$$

где L – номинальный пролет здания;

a – расстояние от разбивочной оси пролета до центра опирания балки; принимается 150÷200 мм.

На стропильные балки воздействуют собственный вес балки, вес кровли и плит покрытия, различные комбинации снеговой нагрузки, нагрузка от подвесных кранов, вес конструкции фонаря и другие. Все виды равномерно распределенных нагрузок, находящихся на плитах покрытия, передаются на балку в виде сосредоточенных сил, приложенных в местах опирания продольных ребер ребристых плит. Нагрузка от собственного веса балки в этом случае допускается условно сосредотачивать в местах опирания продольных ребер плит. Сосредоточенную нагрузку, если число действующих сил в пролете четыре и более, можно «размазать» и заменить равномерно распределенной, но нагрузки, передаваемые через стойки фонаря, нагрузки от подвешенного транспорта, подвесных грузов и т.д. рассматриваются как сосредоточенные грузы.

Действующие на балку нагрузки могут встречаться в разных сочетаниях с различной интенсивностью. Поэтому необходимо определить эпюры моментов и поперечных сил от каждой нагрузки с соответствующим коэффициентом сочетаний (таблица А-1 приложение 1 [2].) и построить огибающие эпюры от наиболее невыгодных сочетаний нагрузок. При этом рекомендуется строить эпюры изгибающих моментов и поперечных сил отдельно от действия постоянных нагрузок, собственного веса балки, переменных распределенных и сосредоточенных воздействий. Сочетания усилий и соответствующие им коэффициенты сочетаний принимаются в зависимости от вида

расчета. (приложение А [2], изменение 3 [2]). В случае одинакового характера действия постоянных и переменных воздействий, сочетания усилий можно произвести на стадии определения нагрузок.

По найденным усилиям балки рассчитываются на прочность по нормальным и наклонным сечениям, трещиностойкость и жёсткость.

3.4 Расчёт на прочность по нормальным сечениям

Расчет на прочность по нормальным сечениям балок с параллельными поясами производится по максимальному изгибающему моменту (при равномерно распределенной нагрузке – середина пролета). Для двускатных балок наиболее опасное сечение находится не в середине пролета, где балка имеет максимальную высоту, а на расстоянии от опоры, определяемое из уравнения:

$$i \cdot x^2 + 2 \cdot h_{on} \cdot x - l \cdot h_{on} = 0,$$

где i – уклон верхней полки;

h_{on} – рабочая высота опорного сечения балки;

x – расстояние от оси опоры до расчетного сечения;

l – расчетный пролет балки.

Как следует из вышеприведенной формулы величина x существенно зависит от высоты балки на опоре. Для типовых стропильных балок $x = (0.35-0.40) l$. При наличии в балке фонарей расчетным сечением является сечение, находящееся под стойкой фонаря.

В результате прочностного расчета определяется требуемая площадь продольной арматуры и подбирается необходимое количество стержней и их диаметр, которые располагаются в нижней части балки согласно требованиям п.п. 11.2.15-11.2.16 [2].

В случае невозможности отдельного размещения проволоки периодического профиля в пределах габаритов нижней (растянутой) полки балки может быть допущено попарное размещение.

После этого определяется фактическое значение рабочей высоты расчетного сечения в соответствии с расположением напрягаемой арматуры и выполняется проверка прочности сечения по фактическому армированию.

3.5 Расчет на прочность по наклонным сечениям

Расчет наклонных сечений производится с целью обеспечения в расчетном сечении прочности на действие главных растягивающих и главных сжимающих напряжений, возникающих при действии на балку поперечных сил от внешних воздействий. За расчетные сечения принимаются сечения у грани опоры, в месте резкого изменения толщины стенки и сечения, проходящие через расположенные в растянутой зоне точки изменения интенсивности поперечного армирования.

Расчет наклонных сечений на действие поперечной силы заключается в определении площади поперечных стержней (хомутов) A_{sw} и расстояния ме-

жду ними (шага S) по длине балки. Поперечную арматуру рекомендуется представлять в составе двух плоских каркасов.

Последовательность определения требуемой площади поперечной арматуры A_{sw} следующая:

– проверяется условие образования наклонных трещин по условию 7.74 [2];

– если наклонные трещины не образуются (условие 7.74 [2]) выполняется), то поперечная арматура ставится без расчета, но с соблюдением требований п. 11.2.21 [2]. В случае образования наклонных трещин (условие 7.74 [2] не выполняется) поперечная арматура рассчитывается одним из методов, заложенных в СНБ 5.03.01-02 и принимается также с соблюдением условий п. 11.2.21 [2].

Расчет прочности железобетонных элементов по наклонной полосе между наклонными трещинами на действие поперечной силы имеет целью предотвратить раздробление бетона от главных сжимающих напряжений и производится в зависимости от выбранного метода расчета по выражениям 7.89, 7.96 или правой части выражения 7.106 [2].

3.6 Расчет на трещиностойкость

Под трещиностойкостью железобетонных конструкций подразумевается их сопротивление образованию трещин или, если они образуются, ограничение ширины трещин предельно допустимой величиной.

Балки рассчитываются по образованию трещин в сечениях:

- нормальных к продольной оси балки;
- наклонных к продольной оси балки.

Расчет по образованию трещин производится:

- а) с целью избежания их появления;
- б) для определения необходимости проверки по раскрытию трещин;
- в) для выяснения случая расчета по деформациям.

Рассматриваемые в проекте балки эксплуатируются в закрытом помещении, выполняются предварительно напряженными и при отсутствии агрессивной среды согласно таблиц 5.1 и 5.2 [2] относятся к классу по условиям эксплуатации ХС1, для которых максимальная ширина раскрытия трещин допускается 0.2 мм.

Для двускатных балок расчетным является нормальное сечение, в котором при расчете на прочность подбиралась основная предварительно напряженная арматура. Для балок с параллельными поясами расчетным является нормальное сечение с наибольшим изгибающим моментом.

Расчет на трещиностойкость по наклонным сечениям (расчет по главным растягивающим деформациям производится в сечении у места перехода стенки балки в околоопорное уширение в двух точках: на уровне примыкания сжатой полки к стенке и на уровне центра тяжести сечения).

Более подробная информация по расчету железобетонных конструкций на трещиностойкость изложена в п. 1.3.6 настоящего пособия.

3.7 Расчет по деформациям

Расчет по деформациям заключается в определении величины прогиба, который не должен превышать предельно допустимых величин, приведенных в разделе 10 [4]. Прогиб балки вычисляется путем суммирования прогибов от практически постоянного сочетания внешних нагрузок и предварительного обжатия (формула 9.42 [2]), а необходимая для расчета жесткость (кривизна) сечения принимается в зависимости от того работает данное сечение с трещинами или без них.

Для участков балки, где в растянутой зоне не образуются трещины, нормальные к продольной оси элемента, изгибная жесткость определяется по выражениям 11.9 и 11.10 [6], а при наличии – по выражению 8.26 с учетом 8.27, 8.28 [2] или 11.25 [6].

Так как обычно в стропильных балках $l/h > 10$, то величина прогиба, обусловленная деформациями сдвига не учитывается.

В балках с параллельными поясами кривизна (изгибная жесткость) по длине балки практически постоянна, поэтому расчет производится для одного сечения – в середине пролета. В двускатных балках вследствие изменения высоты сечения изгибная жесткость переменна и переменна трещиностойкость по длине балки. В этой связи в данном случае рассматривается несколько (обычно шесть сечений) и кривизна (жесткость) подсчитывается в сечениях на опоре, на расстоянии $1/6$ от опоры, на расстоянии $1/3$ от опоры и в середине пролета. Суммарная кривизна принимается в соответствии с формулой 249 [14].

Допускается в курсовом проекте прогиб двускатных балок рассчитывать по средней кривизне (жесткости), принимаемой равной кривизной в сечении, совпадающем с расчетным сечением по прочности нормальных сечений.

3.8 Расчет балки в стадии изготовления, транспортирования и монтажа

При расчете прочности и трещиностойкости железобетонных конструкций в стадии обжатия бетона, транспортирования и монтажа в качестве внешней нагрузки действует усилие в напрягаемой арматуре (усилие обжатия бетона), подсчитанное с учетом потерь первой группы. Учитывая, что при подъеме балки в местах установки монтажных петель возникают моменты, которые растягивают верхнюю зоны балки, то моменты от усилия обжатия бетона и собственного веса суммируются. Изгибающие моменты, возникающие при подъеме балки от ее собственного веса определяются с учетом коэффициента динамичности, принимаемого равным 1,6 – при транспортировке и 1,4 – при монтаже. В этом случае коэффициент безопасности к нагрузке от собственного веса балки не учитывается.

При расчете прочности на данной стадии работы балки расчетным принимается сечение в месте установки монтажной петли, а при расчете трещиностойкости рассматриваются два сечения – в месте установки монтажной петли и в середине пролета балки.

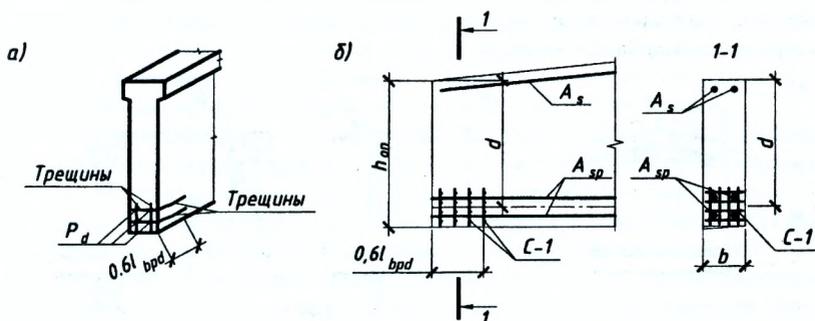
3.9 Конструирование балок

3.9.1 Армирование опорных участков

Для надежной передачи усилия предварительного обжатия приопорный узел балки усиливают дополнительно сетками косвенного армирования, предотвращающих раскол защитного слоя бетона у торца балки (рисунок 10), и дополнительной поперечной арматурой, предотвращающей образование продольных трещин в средней части высоты опорного сечения (рисунок 11).

Сетки косвенного армирования устанавливаются на расстоянии 50-100 мм в количестве не менее 4 штук на участке длиной не менее $0,6l_{bpd}$ (длины анкеровки) от торца балки (п. 11.3.4.5 [2]). Диаметр арматуры сеток не менее 5 мм, размер ячейки 45-100 мм.

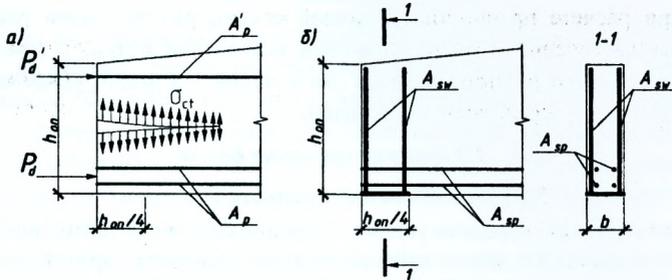
Стержни дополнительной поперечной арматуры располагаются на участке длиной не более $\frac{1}{4}$ высоты элемента. Сечение этой арматуры должно быть в состоянии воспринять не менее 20% усилия в продольной напрягаемой арматуре опорного сечения, т.е. $A_{sw} \geq \frac{0,2 \cdot f_{pd} \cdot A_p}{f_{ywd}}$; стержни должны быть надежно заанкерены путем приварки к опорной закладной пластине (п. 11.3.4.5 [2], п. 5.47 [14]).



а) схема образования трещин от действия раскливающих усилий продольной напрягаемой арматуры

б) схема армирования балки для предотвращения появления трещин раскола

Рисунок 10 – Армирование опорной части балки сетками косвенного армирования



а) схема образования продольных трещин на опорных участках балки от усилия обжатия;

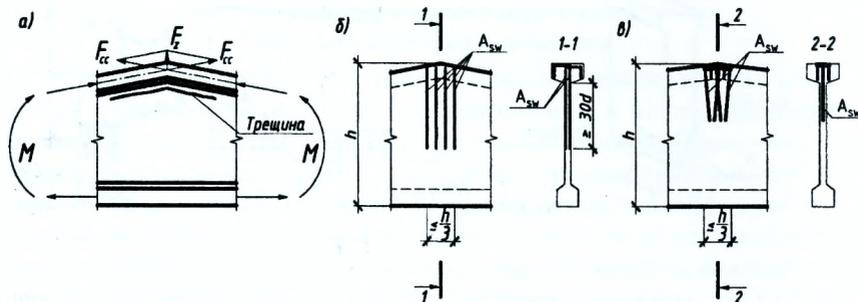
б) схема армирования опорной части балки для предотвращения появления продольных трещин

Рисунок 11 – Армирование опорной части балки дополнительной поперечной арматурой

3.9.2 Конструирование конька двускатных балок

В двускатных балках с полкой в сжатой зоне возникает вертикальная составляющая сил сжатия в верхних полках балки F_z , стремящаяся оторвать полку от стенки, что вызывает появление трещин в стенке балки в месте ее сопряжения с полкой (рисунок 12). Усилие F_z должно быть полностью воспринято дополнительными стержнями периодического профиля сечением $A_s = \frac{F_z}{f_{yd}}$, расположенными на участке длиной не более $1/3$ высоты сечения

балки в коньке и приваренные к продольным стержням вертикальных каркасов стенки балки (рисунок 12, б). Применяют также для усиления конька специальные закладные детали, в состав которых входят дополнительные стержни конька балки (рисунок 12, в).



а) Схема усилий в коньке двускатной балки и образование трещины отрыва;

б) Схема армирования в коньке двускатной балки отдельными стержнями;

в) Схема армирования в коньке двускатной балки с использованием закладных деталей

Рисунок 12 – Армирование конька двускатных балок

3.10 Особенности расчета и конструирования решетчатых балок

Проектируются решетчатые балки прямоугольного сечения с постоянной толщиной по всей длине. С целью уменьшения веса на некотором удалении от опоры в средней части пролета в стенке устраиваются отверстия в виде многоугольников (рисунок 3). Отверстия решетчатых балок не должны попадать в зону действия максимальных поперечных сил и они отодвигаются от опор на $(1/6 \div 1/7)$ пролета. Обычно отверстия имеют форму вытянутого восьмиугольника длиной $900 \div 1000$ мм с перемычками между ними по $500 \div 600$ мм. Расстояния от нижней поверхности отверстия до нижней и верхней грани балки назначают порядка $240 \div 400$ мм. Отверстия окаймляются по контуру стержневой арматурой диаметром $10 \div 12$ мм, сваренной с поперечными стержнями.

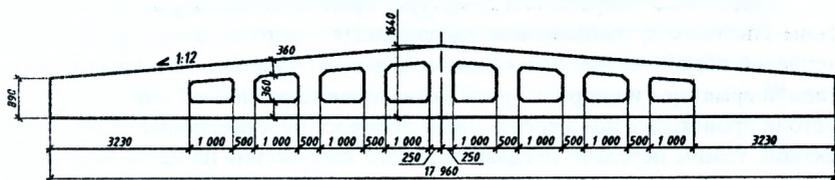


Рисунок 13 – Решетчатая стропильная балка

Расчетная схема решетчатой балки представляет собой свободно опертую многократно статически неопределимую замкнутую раму с жесткими узлами и жесткими опорными вставками. Нахождение усилий и прогибов в такой раме возможно только с использованием ЭВМ. В элементах балки (верхний и нижний пояса, стойки) действуют изгибающие моменты в сочетании с сжимающими или растягивающими продольными силами. Поэтому расчет элементов решетчатой балки производится как внецентренно-сжатых или внецентренно-растянутых элементов. Расчет приопорной сплошной части балки производится аналогично расчету балки сплошного сечения.

Для упрощения расчета в курсовом и дипломном проектировании можно рассматривать решетчатую балку как свободно опертую балку с наличием отверстий. В этом случае необходимо учитывать следующие особенности:

- при расчете прочности нормальных сечений необходимо, чтобы высота сжатой зоны не выходила за пределы высоты верхнего пояса балки;
- при расчете по второй группе предельных состояний геометрические характеристики и жесткость сечений определяется с учетом отверстий (принимая, что в пределах высоты отверстий бетон отсутствует).

При принятой расчетной схеме усилия в поясах и прогибы балки близки к действительным.

4 РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННОЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ ДВУСКАТНОЙ БАЛКИ ПОКРЫТИЯ СО СПЛОШНОЙ СТЕНКОЙ

4.1. Исходные данные

Требуется рассчитать двускатную балку покрытия пролетом 18 м для I-го снегового района (г. Брест) по двум группам предельных состояний. На балку укладываются плиты покрытия размером 1.5x6.0 м., по которым уложена рулонная кровля. Балка эксплуатируется в закрытом помещении, класс по условиям эксплуатации ХС2. Изготовление балки предусмотрено в рабочем положении из тяжелого бетона класса $C^{45}/_{55}$.

Натяжение напрягаемой арматуры производится на упоры механическим способом с применением инвентарных зажимов. Бетон подвергается тепловой обработке при атмосферном давлении. Разность температур напрягаемой арматуры и опорного устройства принята равной $\Delta T = 65^\circ C$. Обжатие бетона происходит при передаточной прочности составляющей 70% от проектной. Режим передачи предварительного напряжения на бетон или отпуск напрягаемой арматуры принят плавный, в качестве напрягаемой арматуры применена канатная арматура класса EN10138-3-Y1860S7-13.0.

В качестве продольной и ненапрягаемой поперечной арматуры принята арматура класса S500.

Расчетные характеристики материалов:

$$f_{ct} = 45 \text{ МПа}; \gamma_c = 1,5; f_{ct} = \frac{f_{ct}}{\gamma_c} = \frac{45}{1,5} = 30 \text{ МПа}; f_{cm} = f_{ct} + 8 = 45 + 8 = 53 \text{ МПа};$$
$$f_{ctk} = 0,21 \cdot f_{ct}^{0,85} = 2,66 \text{ МПа}; f_{ctd} = \frac{0,21 \cdot f_{ct}^{0,85}}{\gamma_c} = \frac{2,66}{1,5} = 1,77 \text{ МПа};$$
$$f_{cm} = 0,3 f_{ct}^{0,85} = 0,3 \cdot 45^{0,85} = 3,8 \text{ МПа}; E_{cm} = 4,0 \cdot 10^4 \cdot 0,9 = 3,6 \cdot 10^4 \text{ МПа}.$$

Расчетные характеристики напрягаемой арматуры Y1860S7 диаметром 13.0 мм:

$$E_p = 1,95 \cdot 10^5 \text{ МПа}; f_{p0,1k} = \frac{F_{p0,1k}}{A_p} = \frac{160 \cdot 10^3}{100 \cdot 10^{-6}} = 1600 \text{ МПа}; f_{pd} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s} = \frac{1600}{1,25} = 1280 \text{ МПа}.$$

Расчетные характеристики ненапрягаемой продольной и поперечной арматуры S500:

$$f_{yk} = 500 \text{ МПа}; f_{yd} = 435 \text{ МПа } (\varnothing 6 - 22); f_{yd} = 417 \text{ МПа } (\varnothing 4 - 5, \varnothing 25 - 40);$$
$$f_{ywd} = 300 \text{ МПа}; E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ МПа}.$$

Класс бетона в момент предварительного обжатия балки составляет $C^{30}/_{37}$, а соответствующие ему расчетные характеристики:

$$f_{ct} = 30 \text{ МПа}; f_{ctd} = 20 \text{ МПа}; f_{cm} = 38 \text{ МПа}; f_{cm} = 2,9 \text{ МПа}.$$

4.2 Определение расчетного пролета балки

За расчетный пролет принимается расстояние между центрами опирания балки на колонны. В случае типового крепления балки к колонне расчетный пролет:

$$l_0 = L - 2 \cdot a = 18\,000 - 2 \cdot 175 = 17\,650 \text{ мм.}$$

где L – номинальный размер балки (пролет здания),

a – расстояние от разбивочной оси до центра опирания (до центра закладной детали балки); принимается равным $150 \div 200$ мм.

4.3 Габаритные размеры балки

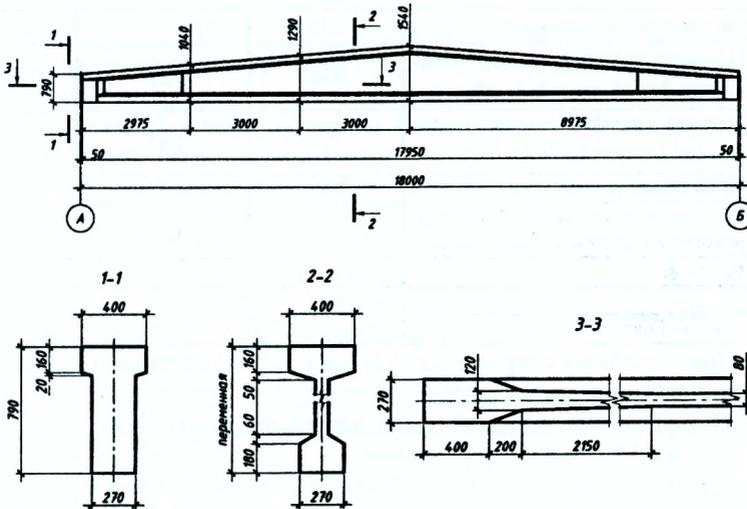


Рисунок 14 – Конструктивные размеры двускатной балки

4.4 Подсчет нагрузок на балку

На балку действуют постоянная и переменная (снеговая) нагрузки. Постоянная нагрузка включает: вес гидроизоляционного ковра, вес утеплителя, стяжки, собственный вес железобетонных плит покрытия и балки; переменная: вес снегового покрова (для г. Бреста $q_{sk}^s = 1,2 \text{ кН} / \text{м}^2$ [3])

При общей массе балки $G_k = 91 \text{ кН}$ и габаритном размере балки $l = 17,95 \text{ м}$ нагрузка от веса балки на 1 м ее длины:

$$\text{- нормативная } g_{sk,p} = \frac{G_k}{l} = \frac{91}{17,95} = 5,07 \text{ кН} / \text{м};$$

$$\text{- расчетная } g_{sd,p} = g_{sk,p} \cdot \gamma_F = 5,07 \cdot 1,35 = 6,84 \text{ кН} / \text{м}.$$

Нагрузка на балку от плит покрытия передается сосредоточенным грузом в местах опирания их опорных ребер. Так как в пролете балки действует 12 одинаковых сосредоточенных грузов нагрузку можно условно считать равномерно распределенной.

Величины нагрузок, действующих на балку, сведены в таблицу 2.

Таблица 2 – Подсчет нагрузок на 1 м² покрытия

№ п/п	Состав покрытия	Нормативное значение нагрузки, кПа	Коэффициент надёжности по нагрузке γ_F	Расчётное значение нагрузки, кПа
Постоянная				
1	Гидроизоляционный ковер	0,15	1,35	0,203
2	Цементно-песчаная армированная стяжка $\delta = 20 \text{ мм}, \gamma = 21 \text{ кН} / \text{м}^3$	0,42	1,35	0,567
3	Готовые минераловатные плиты $\delta = 200 \text{ мм}, \gamma = 4 \text{ кН} / \text{м}^3$	0,8	1,35	1,08
4	Обмазочная пароизоляция	0,05	1,35	0,068
5	Собственный вес железобетонного покрытия с учетом заливки швов	1,75	1,35	2,363
	Итого g:	$g_{sk} = 3.17$		$g_{sd} = 4,281$
Переменная				
1	Снеговая нагрузка q^s	$q_{sk} = 1,2$	1,5	$q_{sd} = 1,8$

При шаге балок покрытия равном шагу колонн погонная нагрузка, действующая на балку, составляет:

1) при расчетах по первой группе предельных состояний:

– для I-го основного сочетания:

$$(g + q^s)_{sd} = (g_{sd} + g_{sd,p}) + q_{sk}^s \cdot \psi_0 = (4,281 \cdot 6 + 6,84) + 1,8 \cdot 6 \cdot 0,6 = 39,0 \text{ кН} / \text{м};$$

для II-го основного сочетания:

$$(g + q^s)_{sd} = (g_{sd} + g_{sd,p}) \cdot \xi + q_{sk}^s = (4,281 \cdot 6 + 6,84) \cdot 0,85 + 1,8 \cdot 6 = 38,5 \text{ кН} / \text{м}.$$

где $\xi = 0,85$ – коэффициент уменьшения для неблагоприятно действующей постоянной нагрузки;

$\psi_0 = 0,6$ – коэффициенты сочетания для переменной (снеговой) нагрузки.

К дальнейшим расчетам принимаем I основное сочетание $(g + q^s)_{sd} = 39,0 \text{ кН} / \text{м}.$

2) при расчетах по второй группе предельных состояний:

– при нормативном (редком) сочетании:

$$(g + q^s)_{sk} = (g_{sk} + g_{sk,p}) + q_{sk}^s = (3,17 \cdot 6 + 5,07) + 1,2 \cdot 6 = 31,3 \text{ кН} / \text{м};$$

– при частом сочетании нагрузок (для расчета на раскрытие трещин):

$$(g + q^s)_{sk, freq} = (g_{sk} + g_{sk,p}) + \psi_1 \cdot q_{sk}^s = (3,17 \cdot 6 + 5,07) + 0,5 \cdot 1,2 \cdot 6 = 27,7 \text{ кН} / \text{м};$$

– при практически постоянном сочетании нагрузок (для расчета прогибов):

$$(g + q^z)_{sk, perm} = (g_{sk} + g_{sk, p}) + \psi_2 \cdot q^z = (3,17 \cdot 6 + 5,07) + 0,3 \cdot 1,2 \cdot 6 = 26,3 \text{ кН / м},$$

где $\psi_1 = 0,5$, $\psi_2 = 0,3$ – коэффициенты сочетаний для снеговой нагрузки.

4.5 Определение усилий в расчетных сечениях балки

В связи с тем, что толщина и высота стенки балки переменны по длине пролёта, при её расчете необходимо рассматривать несколько характерных сечений (рисунок 15):

- сечения 1-1, 4-4, 5-5, 7-7 делят полупролет балки на 3 равных участка, необходимые для расчета прогибов балки;
- сечение 2-2 в месте резкого изменения ширины стенки балки (в данном сечении производится проверка прочности и трещиностойкости наклонных сечений);
- сечение 3-3 в месте установки подъемной петли (используется при расчете прочности балки на стадии изготовления);
- сечение 6-6 расчетное (наиболее опасное в стадии эксплуатации сечение).

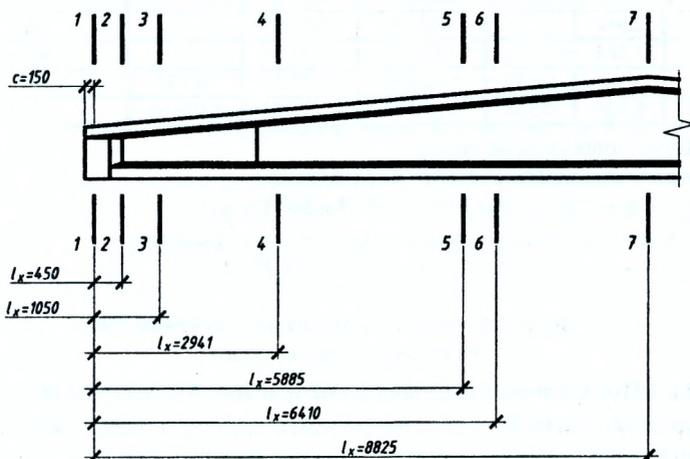


Рисунок 15 – Местоположение расчетных сечений балки

Расстояние от опоры до наиболее опасного сечения определяется из уравнения:

$$\frac{1}{12} \cdot x_6^2 + 2 \cdot 0,79 \cdot x_6 - 17,65 \cdot 0,79 = 0.$$

Решив приведенное уравнение, получим: $x_6 = 6,56 \text{ м}$.

Расчетное сечение 6-6 принимаем на расстоянии $x = 6,56 \text{ м}$ от торца балки.

Расстояние от опоры до расчетного сечения $l_x = x_6 - c = 6,56 - 0,15 = 6,41$ м, где $c = 0,15$ м – расстояние от торца балки до точки приложения опорной реакции (см. рисунок 15).

Высота поперечного сечения балки в данном сечении:

$$h = h_{op} + i \cdot x_6 = 790 + \frac{1}{12} \cdot 6\,560 = 1\,337 \text{ мм.}$$

Изгибающие моменты в расчетных сечениях балки определяем по выражению:

$$M_{sd} = 0,5 \cdot (g_{si} + q_{si}) \cdot l_x \cdot (l_0 - l_x),$$

где l_x – расстояние от опоры до сечения.

Таблица 3 – Значения изгибающих моментов в характерных сечениях балки

Расчетное сечение	$l_x, \text{ м}$	l_x/l_0	Значения изгибающих моментов, $\text{кН} \cdot \text{м}$			
			Основное сочетание M_{sd}	Редкое сочетание M_{sk}	Частое сочетание $M_{sk, \text{fred}}$	Практически постоянное сочетание $M_{sd, \text{perm}}$
1-1	0		0	0	0	0
2-2	0,45		150,93	121,13		
3-3	1,05		339,89	272,78		
4-4	2,941		843,55	677,01		568,86
5-5	5,885		1350,12	1 083,56		910,47
6-6	6,41	0,372	1 404,94	1 127,56	997,87	947,44
7-7	8,825	0,500	1 518,67	1 218,83	1 078,65	1 024,13

Поперечная сила на опоре

– для основного сочетания воздействий

$$V_{sd} = (g + q^s)_{sd} \cdot l_0 / 2 = 39,0 \cdot 17,65 / 2 = 344,175 \text{ кН};$$

– для нормативного (редкого) сочетания воздействий

$$V_{sk} = (g + q^s)_{sk} \cdot l_0 / 2 = 31,3 \cdot 17,65 / 2 = 276,22 \text{ кН.}$$

4.6 Расчет прочности нормальных сечений балки в стадии эксплуатации

4.6.1 Предварительный подбор напрягаемой арматуры балки

Предварительный подбор напрягаемой арматуры балки выполняем по сечению 6-6, как наиболее опасному в стадии эксплуатации.

$$\text{Высота сечения } h = 790 + 6560 \cdot \frac{1}{12} = 1\,337 \text{ мм.}$$

Расстояние от центра тяжести растянутой напрягаемой арматуры до нижней грани балки принимается ориентировочно с учетом диаметра арматурных элементов, величины защитного слоя бетона и многорядного расположения арматуры в сечении. Для 18 и 24-метровых балок величину c можно принимать от 90 до 250 мм с последующим уточнением. Принимаем $c = 100$ мм, тогда рабочая высота сечения составляет: $d = h - c = 1\,337 - 100 = 1\,237$ мм.

Предполагая, что сжатая ненапрягаемая арматура не требуется ($A_{sc} = 0$), определяем площадь поперечного сечения напрягаемой арматуры, расположенной в растянутой зоне, методом предельных усилий. Геометрические характеристики расчетного сечения приведены на рисунке 16.

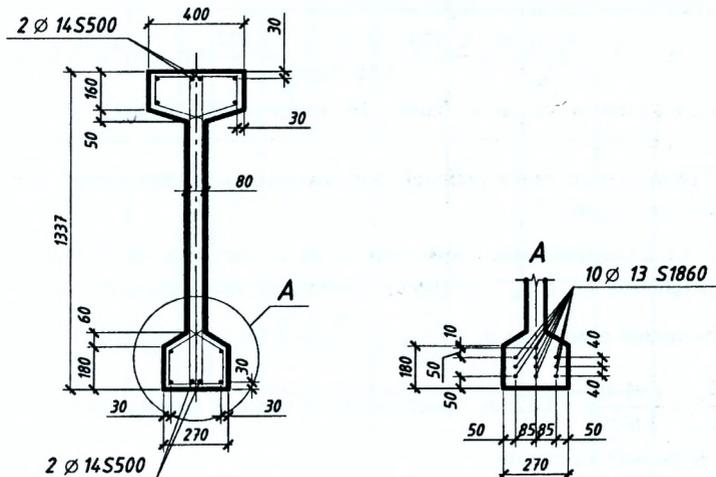


Рисунок 16 – Расчетное сечение балки (сечение б-б)

Проверяем условие, определяющее положение нейтральной оси:

$$M_{Rd} = \alpha \cdot f_{cd} \cdot b_f^l \cdot h_f^l \cdot (d - 0,5 \cdot h_f^l) = 1 \cdot 30 \cdot 10^3 \cdot 0,4 \cdot 0,185 \cdot (1,237 - 0,5 \cdot 0,185) = 2\,540,79 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_{Sd} = 1\,404,44 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Так как условие выполняется, граница сжатой зоны проходит в полке, сечение рассматриваем как прямоугольное с размерами $b = 400 \text{ мм}$, $h = 1\,337 \text{ мм}$.

Граничное значение относительной высоты сжатой зоны сечения:

$$\xi_{lim} = \omega / [1 + \sigma_{lim}(1 - \omega / 1,1) / 500] = 0,69 / [1 + 912(1 - 0,61 / 1,1) / 500] = 0,381$$

где $\omega = \alpha_c - 0,008 \cdot \alpha \cdot f_{cd} = 0,85 - 0,008 \cdot 1,0 \cdot 30 = 0,61$

$$\sigma_{lim} = f_{pd} + 400 - \sigma_{pm}.$$

σ_{pm} – величина предварительного напряжения арматуры. При подборе арматуры, когда неизвестно напряжение σ_{pm} , допускается ее величину принимать равной $0,6f_{pd}$.

$$\sigma_{lim} = f_{pd} + 400 - 0,6f_{pd} = 0,4f_{pd} + 400 = 0,4 \cdot 1\,280 + 400 = 912 \text{ МПа}.$$

$$\text{При } \alpha_m = \frac{M_{Sd}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{1\,404,94 \cdot 10^5}{1,0 \cdot 30 \cdot 10^2 \cdot 40 \cdot 123,7^2} = 0,0765 \text{ относительная}$$

высота сжатой зоны $\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0765} = 0,080$, $\xi = 0,080 < \xi_{lim} = 0,381$.

Вычисляем значение коэффициента γ_{sn} (п. 9.1.4.[2]):

$$\gamma_{sn} = \eta - (\eta - 1) \left(2 \cdot \frac{\xi}{\xi_{lim}} - 1 \right) = 1,15 - (1,15 - 1) \cdot \left(2 \cdot \frac{0,080}{0,381} - 1 \right) = 1,24 > \eta = 1,15$$

Принимаем $\gamma_{sn} = \eta = 1,15$.

Требуемая площадь напрягаемой арматуры

$$A_{sp} = \frac{\xi \cdot \alpha \cdot f_{ctd} \cdot b_l \cdot d}{\gamma_{sn} \cdot f_{pd}} = \frac{0,080 \cdot 1,0 \cdot 30 \cdot 0,4 \cdot 1,237}{1,15 \cdot 1280} = 8,1 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 8,1 \text{ см}^2.$$

Назначаем в сечении балки 10 канатов $\varnothing 13Y1860S7$ с площадью $A_{sp}^{np} = 10,0 \text{ см}^2$.

Армирование балки рабочей монтажной и конструктивной арматурой показано на рисунке 16.

4.6.2 Определение геометрических характеристик сечения

В таблице 4 α_s и α_{sp} – коэффициенты приведения арматуры к бетону для ненапрягаемой арматуры $\alpha_s = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{2 \cdot 10^5}{3,6 \cdot 10^4} = 5,56$; для напрягаемой арматуры

$$\alpha_{sp} = \frac{E_{sp}}{E_{cm}} = \frac{1,95 \cdot 10^5}{3,6 \cdot 10^4} = 5,42; a_1 - \text{расстояние от нижней грани сечения до центра}$$

тяжести элемента сечения.

Для нижней напрягаемой арматуры:

$$a_1 = c_p = \frac{S_p}{A_p} = \frac{c_1 \cdot n_1 + c_2 \cdot n_2 + c_3 \cdot n_3 + c_4 \cdot n_4}{\sum n_i} = \frac{5 \cdot 3 + 9 \cdot 3 + 13 \cdot 3 + 17 \cdot 1}{10} = 9,8 \text{ см.}$$

Геометрические характеристики для расчетного сечения б-б:

Расстояние от нижней грани балки:

– до центра тяжести бетонного сечения:

$$z_c = \frac{S_c}{A_c} = \frac{149\,361,56}{2\,060,6} = 72,48 \text{ см};$$

– до центра тяжести приведенного сечения:

$$z_{c,red} = \frac{S_{c,red}}{A_{c,red}} = \frac{152\,181,66}{2\,149,04} = 70,81 \text{ см};$$

Момент сопротивления сечения относительно нижней грани:

– бетонного сечения

$$W_c = \frac{J_c}{z_c} = \frac{4\,784\,755,14}{72,48} = 66\,014,83 \text{ см}^3;$$

– приведенного сечения

$$W_{c,red} = \frac{J_{c,red}}{z_{c,red}} = \frac{5\,128\,838,95}{70,81} = 72\,431,00 \text{ см}^3.$$

Таблица 4 – Геометрические характеристики сечения 6-6 (см. рисунки 16 и 17)

№ п/п	Наименование элемента сечения	Площадь A_i , см ²	Расстояние a_i , см	Статический момент, см ³ $S_i = A_i \cdot a_i$	Расстояние до центра тяжести, см	$y_i = a_i - Z_{cc}$, см	Собственный момент инерции J_{i0} , см ⁴	$A_i \cdot y_i^2$, см ⁴	Момент инерции $J_i + A_i \cdot y_i^2$, см ⁴
1	Свесы верхней полки	512,00	125,70	64 358,40		52,99	10 922,67	1 437 740,79	1 448 663,46
2	Вуфы верхней полки	80,00	116,03	9 282,40		43,32	111,11	150 129,79	150 240,90
3	Стенка	1 069,60	66,85	71 502,76		5,86	15 93319,84	36 712,21	1 630 032,05
4	Вуфы нижней полки	57,00	20,00	1 140,00		52,71	114,00	158 365,61	158 479,61
5	Свесы нижней полки	342,00	9,00	3 078,00		63,71	9 234,00	1 388 105,12	1 397 339,12
Характеристики бетонного сечения		$\sum A_c =$ = 2 060,60	-	$S_c =$ = 149 361,56	$Z_{cc} = 72,48$	-	-	-	$J_c =$ = 4 784 755,14
6	Верхняя ненапрягаемая арматура $\alpha_s \cdot A_{sc}$	17,12*	130,70	2 237,58		59,57	-	60 751,77	60 751,77
7	Нижняя напрягаемая арматура $\alpha_{sp} \cdot A_{sp}$	54,20*	9,8	531,16		61,33	-	203 866,19	203 866,19
8	Нижняя ненапрягаемая арматура $\alpha_s \cdot A_{st}$	17,12	3,0	51,36		68,13	-	79 465,85	79 465,85
Характеристики приведенного сечения		$\sum A_{c,ред} =$ = 2 149,04	-	$S_{c,ред} =$ = 152 181,66	$Z_{c,ред} = 70,81$	-	-	-	$I_{c,ред} =$ = 5 128 838,95

* Характеристики даны для приведенного железобетонного сечения.

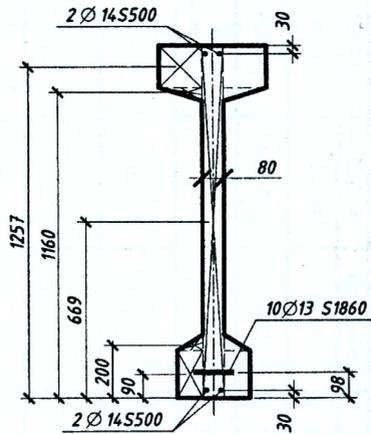


Рисунок 17– Значения a_i для элементов расчетного бетонного сечения

Момент сопротивления сечения относительно верхней грани:

– бетонного сечения

$$W'_c = \frac{J_c}{h - z_c} = \frac{4\,784\,755,14}{133,7 - 72,48} = 78\,156,73 \text{ см}^3;$$

– приведенного сечения

$$W'_{c,red} = \frac{J_{c,red}}{h - z_{c,red}} = \frac{5\,128\,838,95}{133,7 - 71,81} = 81\,552,54 \text{ см}^3;$$

– расстояние от центра тяжести напрягаемой арматуры до центра тяжести:

- бетонного сечения: $z_{cp} = z_c - c_p = 72,48 - 9,8 = 62,68 \text{ см};$

- приведенного сечения: $z_{cp,red} = z_{c,red} - c_p = 70,81 - 9,8 = 61,01 \text{ см};$

Периметр поперечного сечения:

$$U = 40 + 16 \cdot 2 + 2 \cdot \sqrt{5^2 + 16^2} + 88,7 \cdot 2 + 2 \cdot \sqrt{6^2 + 9,5^2} + 18 \cdot 2 + 27 = 368,4.$$

4.6.3 Предварительные напряжения в арматуре

Величина предварительного напряжения в арматуре назначается исходя из следующих требований:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{0,max} + p &\leq k_p \cdot f_{pk} \\ \sigma_{0,max} - p &\leq 0,3 \cdot f_{pk} \end{aligned} \right\}, \quad (19)$$

где p – допустимое отклонение значения предварительного напряжения. При механическом способе натяжения арматуры значение $p = 0,05 \cdot \sigma_{0,max}^2$;

$k_p = 0,8$ – для канатной арматуры; $k_p = 0,9$ – для стержневой арматуры.

² При электротермическом и электротермомеханическом способах определяется $p = 30 + 360 / l$; где l – длина натягиваемого стержня.

Исходя из приведенного выше:

$$\sigma_{0,max} \leq \frac{k_p \cdot f_{pk}}{1,05} = \frac{0,8 \cdot 1\,860}{1,05} = 1\,417 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{0,max} \geq \frac{0,3 \cdot f_{pk}}{0,95} = \frac{0,3 \cdot 1\,860}{0,95} = 587 \text{ МПа}.$$

Согласно требований [1] величина предварительного напряжения в арматуре назначается**

$$\sigma_{0,max} = \min \begin{cases} 0,8 \cdot f_{pk} = 0,8 \cdot 1\,860 = 1\,488 \text{ МПа} \\ 0,9 \cdot f_{p0,1k} = 0,9 \cdot 1\,600 = 1\,440 \text{ МПа} \end{cases}$$

Окончательно назначаем $\sigma_{0,max} = 1\,000 \text{ МПа}$.

4.6.4 Расчет потерь усилия предварительного напряжения в напрягаемой арматуре

Технологические потери

1) Потери от релаксации напряжений проволочной и канатной арматуры при механическом способе натяжения:

$$\Delta P_{sp} = \left(0,22 \cdot \frac{\sigma_{0,max}}{f_{pk}} - 0,1 \right) \cdot \sigma_{0,max} \cdot A_{sp}^{np} = \left(0,22 \cdot \frac{1000}{1860} - 0,1 \right) \cdot 1000 \cdot 1000 = 18\,280 \text{ Н} = 18,28 \text{ кН}.$$

2) Потери от температурного перепада бетона класса С45/55:

$$\Delta P_{\Delta T} = 1,0 \cdot \Delta T \cdot A_{sp} = 1,0 \cdot 65 \cdot 1000 = 65\,000 \text{ Н} = 65,0 \text{ кН}.$$

где ΔT – разность между температурой нагреваемой арматуры и неподвижных упоров (вне зоны прогрева), воспринимающих усилие натяжения, °С. При отсутствии точных данных допускается принимать $\Delta T = 65^\circ\text{C}$.

3) Потери от деформаций анкеров, расположенных у натяжных устройств:

$$\Delta P_A = \frac{\Delta l}{l} \cdot E_{sp} \cdot A_{sp} = \frac{3,2}{19000} \cdot 1,95 \cdot 10^5 \cdot 1000 = 32\,800 \text{ Н} = 32,8 \text{ кН},$$

где $\Delta l = 1,25 + 0,15 \cdot \varnothing = 1,25 + 0,15 \cdot 13 = 3,2 \text{ мм}$ – смещение проволоки в инвентарных зажимах;

$l = 18 + 1 = 19 \text{ м}$ – длина натягиваемого стержня (расстояние между наружными гранями упоров стенда или формы).

4) Потери, вызванные деформациями стальной формы при натяжении на упоры:

$$\Delta P_f = 30 \cdot A_{sp} = 30 \cdot 1000 = 30\,000 \text{ кН}.$$

** Только для канатной и проволочной арматуры, принятой согласно [2].

5) Потери, вызванные трением напрягаемой арматуры об обгибающие приспособления. При прямолинейной арматуре натягиваемой на упоры

$$\Delta P_{\mu(x)} = 0.$$

б) Потери, вызванные упругой деформацией бетона:

$$\Delta P_c = \alpha_{sp} \cdot \rho_{sp} \cdot \left(1 + z_{cp}^2 \cdot \frac{A_c}{I_c} \right) \cdot P_{o.c} = 5,42 \cdot 0,0049 \cdot \left(1 + 62,68^2 \cdot \frac{2\,060,6}{4\,784\,755,14} \right) \times \\ \times 853,92 = 61,05 \text{ кН},$$

$$\text{где } \rho_{sp} = \frac{A_{sp}}{A_c} = \frac{10,0}{2\,060,6} = 0,0049;$$

z_{cp} – расстояние от точки приложения усилия предварительного обжатия до центра тяжести бетонного сечения (для случая центрального растяжения см. п. 4.4.2);

$P_{o.c}$ – усилие предварительного напряжения с учетом потерь, реализованных к моменту обжатия бетона

$$P_{o.c} = \sigma_{0,max} \cdot A_{sp} - (\Delta P_{\mu} + \Delta P_{\Delta l} + \Delta P_{\mu(x)} + \Delta P_f + \Delta P_{\lambda}) = 1\,000 \cdot 1000 - (18,28 + 65,0 + \\ + 0 + 30,0 + 32,8) = 853,92 \cdot 10^3 \text{ Н} = 853,92 \text{ кН}.$$

Усилие предварительного обжатия бетона с учетом проявления технологических потерь:

$$P_{m.o} = P_{o.c} - \Delta P_c = 853,92 - 61,05 = 792,87 \text{ кН}.$$

Проверяем условия ограничения усилия предварительного напряжения:

$$P_{m.o} \leq 0,75 \cdot f_{pk} \cdot A_p; \quad)$$

$$P_{m.o} = 792,87 \text{ кН} < 0,75 \cdot 1\,860 \cdot 1000 = 1\,395 \cdot 10^3 \text{ Н} = 1\,395 \text{ кН}.$$

Проверяем прочность бетона в момент обжатия по условию:

$$\sigma_c \leq 0,45 \cdot f_{ct}^*$$

$$\text{где } \sigma_c = \frac{P_{m.o}}{A_c} + \frac{P_{m.o} \cdot z_c}{I_c} \cdot y_i = \frac{792,87 \cdot 10}{2\,149,04} + \frac{792,87 \cdot 10 \cdot 70,81^2}{5\,128\,838,95} = 11,44 \text{ МПа};$$

$f_{ct}^* = 0,8 \cdot (f_{c,cube}^G)^* = 0,8 \cdot 0,7 \cdot f_{c,cube}^G = 0,8 \cdot 0,7 \cdot 55 = 30,8 \text{ МПа}$ – нормативная прочность бетона в момент передачи усилия предварительного напряжения на бетон.

Так как $\sigma_c = 11,44 \text{ МПа} < 0,45 \cdot f_{ct}^* = 0,45 \cdot 30,8 = 13,9 \text{ МПа}$, прочность бетона обеспечивается.

Эксплуатационные потери:

Реологические потери предварительного обжатия конструкции, вызванные ползучестью и усадкой бетона, а также длительные релаксации напряжений в арматуре определяются выражением $\Delta P_{l(t)} = \Delta \sigma_{pc+sr} \cdot A_p$,

где $\Delta\sigma_{pc+s+r}$ – потери предварительного напряжения в арматуре, вызванные ползучестью и усадкой бетона и релаксацией напряжений в арматуре:

$$\Delta\sigma_{pc+s+r} = \frac{\varepsilon_{cs(t,t_0)} \cdot E_{sp} + \Delta\sigma_{pr} + \alpha \cdot \Phi(t, t_0) \cdot (\sigma_{sp} + \sigma_{срo})}{1 + \alpha \cdot \frac{A_p}{A_c} \cdot \left(1 + \frac{A_c}{J_c} \cdot z_c^2\right) \cdot (1 + 0,8 \cdot \Phi(t, t_0))}$$

здесь $\varepsilon_{cs(t,t_0)}$ – ожидание (прогнозируемые относительные деформации усадки бетона к моменту времени t и 100; суток;

$$\varepsilon_{cs(t,t_0)} = \varepsilon_{cs,d} + \varepsilon_{cs,a}$$

где $\varepsilon_{cs,d}$ – физическая часть усадки, вызываемая испарениями из бетона влаги, определяемая по формуле:

$$\varepsilon_{cs,d} = \beta_{ds} \cdot \varepsilon_{cs,d,\infty} = 0,68 \cdot (-0,37 \cdot 10^{-3}) = -0,25 \cdot 10^{-3};$$

где $\beta_{ds} = \left[\frac{(t-t_s)/t_1}{0,04\sqrt{h_0^3} + (t-t_s)/t_1} \right]^{1,8}$ – функция развития усадки бетона во

времени;

t – возраст бетона, для которого рассчитывается величина части усадки ($t = 100$ сут);

t_s – возраст бетона к моменту окончания влажного хранения бетона ($t_s = 3$ ч = 0,125 сут);

$t_1 = 1$ сут;

$$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{U} = \frac{2 \cdot 2060,6 \cdot 10}{368,4} = 111,87 \text{ мм};$$

A_c , u – соответственно, площадь и периметр поперечного сечения элемента, мм;

$$\beta_{ds} = \left[\frac{(t-t_s)/t_1}{0,04\sqrt{h_0^3} + (t-t_s)/t_1} \right]^{1,8} = \left[\frac{(100-0,125)/1}{0,04 \cdot \sqrt{111,87^3} + (100-0,125)/1} \right]^{1,8} = 0,68;$$

$\varepsilon_{cs,d,\infty}$ – определяем линейной интерполяцией по таблице 6.3 [2]. Для бетона C⁴⁵/₅₅ с маркой по удобоукладываемости П2 и RH=70%, $\varepsilon_{cs,d,\infty} = -0,37 \cdot 10^{-3} \cdot 1,0 = -0,37 \cdot 10^{-3}$;

$\varepsilon_{cs,a}$ – химическая часть усадки, обусловленная процессами твердения вяжущего, $\varepsilon_{cs,a} = \beta_{as} \cdot \varepsilon_{cs,a,\infty} = -0,86 \cdot 87,5 \cdot 10^{-6} = -0,08 \cdot 10^{-3}$;

$$\varepsilon_{cs,a,\infty} = -2,5(f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = -2,5 \cdot (45 - 10) \cdot 10^{-6} = -87,5 \cdot 10^{-6};$$

$$\beta_{as} = 1 - \exp(-0,2t^{0,5}) = 0,86.$$

Полная величина усадки

$$\varepsilon_{cs(t,t_0)} = \varepsilon_{cs,d} + \varepsilon_{cs,a} = -0,25 - 0,08 = -0,33 \cdot 10^{-3}.$$

Коэффициент ползучести бетона за период времени от t до $t_0 = 100$ суток $\Phi(t, t_0)$ принимается по рисунку 6.1 [2]:

– при $h_0 = 111,87$ мм и RH = 50%, $\Phi(t, t_0) = 1,67$;

– при RH=80%, $\Phi(t, t_0) = 1,15$.

Так как RH = 70% при линейной интерполяции $\Phi(t, t_0) = 1,32$.

Напряжения в бетоне на уровне центра тяжести напрягаемой арматуры от практически постоянного сочетания нагрузок.

$$\sigma_{\sigma p} = \frac{M_{\max} \cdot z_c}{J_c} = \frac{947,44 \cdot 10^3 \cdot 72,48}{4\,784\,755,14} = 14,35 \text{ МПа.}$$

Начальное напряжение в бетоне на уровне центра тяжести напрягаемой арматуры от действия усилия предварительного обжатия

$$\sigma_{\sigma p 0} = - \left(\frac{P_{m0}}{A_c} + \frac{P_{m0} \cdot z_c^2}{J_c} \right) = - \left(\frac{792,87 \cdot 10^3}{2\,060,6 \cdot 10^{-4}} + \frac{792,87 \cdot 10^3 \cdot 72,48^2 \cdot 10^{-4}}{4\,784\,755,4 \cdot 10^{-8}} \right) = -12,55 \text{ МПа.}$$

Для вычисления изменения напряжений в напрягаемой арматуре, вызванные длительной релаксацией арматурной стали $\Delta\sigma_{pr}$ в начале определяется $\sigma_{\sigma p 0}$ – напряжение в арматуре, вызванное её натяжением от действия практически постоянной комбинации нагрузок:

$$\sigma_{\sigma p 0} = \frac{P_{m0}}{A_p} + \alpha_{sp} \cdot \sigma_{\sigma p} = \frac{792,87 \cdot 10}{10} + 5,42 \cdot 14,35 = 871,41 \text{ МПа.}$$

Для 2-го релаксационного класса арматуры:

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{\sigma p 0}} = 0,66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9,1\mu} \cdot \left(\frac{t}{1\,000} \right)^{0,75(1-\mu)} \cdot 10^{-5},$$

$$\text{здесь: } \sigma_{\sigma p 0} = \sigma_{\sigma p 0} - \frac{P_{m0}}{A_p} = 871,41 - \frac{792,87 \cdot 10}{10} = 78,54 \text{ МПа;}$$

$t = 438\,000$ ч – промежуток времени после натяжения ($\gg 50$ лет);

$$\mu = \frac{\sigma_{\sigma p 0}}{f_{pk}} = \frac{78,54}{1\,860} = 0,04 \text{ – уровень предварительного напряжения;}$$

$\rho_{1000} = 2,5\%$ – нормативное значение потерь предварительного напряжения от релаксации для 2-го релаксационного класса.

$$\Delta\sigma_{pr} = 0,66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9,1\mu} \cdot \left(\frac{t}{1000} \right)^{0,75(1-\mu)} \cdot 10^{-5} \cdot \sigma_{\sigma p 0} = 0,66 \cdot 2,5 \cdot e^{9 \cdot 0,040} \times \\ \times \left(\frac{438000}{1000} \right)^{0,75(1-0,040)} \cdot 10^{-5} \cdot 78,54 = 0,149 \text{ МПа.}$$

Так как $\alpha_{sp} \cdot \Phi(t, t_0) \cdot (\sigma_{sp} + \sigma_{ср0}) = 5,42 \cdot 1,32 \cdot (14,35 - 12,55) = 12,88 \text{ МПа} > 0$, т.е. растяжение, потери вызванные усадкой бетона не проявляются и в расчётах данную величину принимается равной нулю. Тогда

$$\sigma_{расч} = \frac{2,5 \cdot 10^{-4} \cdot 1,95 \cdot 10^5 + 0,149 + 0}{1 + 5,42 \cdot \frac{10}{2 \cdot 060,6} \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot 060,6}{4 \cdot 784 \cdot 755,14} \cdot 72,48^2\right)} \cdot (1 + 0,8 \cdot 1,32)$$

$$\Delta P(t) = 41,57 \cdot 10^6 \cdot 10,0 \cdot 10^{-4} = 41,57 \text{ кН}.$$

Среднее значение усилия предварительного обжатия бетона с учетом всех потерь должно удовлетворять условиям:

$$P_{mi} = P_{mo} - \Delta P(t) = 792,87 - 41,57 = 751,30 \text{ кН} \leq 0,65 \cdot f_{pk} \cdot A_{сп} = 0,65 \cdot 1 \cdot 860 \cdot 10^6 \times \\ \times 10,0 \cdot 10^{-4} = 1 \cdot 209 \text{ кН};$$

$$P_{mi} = 751,30 \text{ кН} \leq P_0 - 100 \cdot A_{сп} = \sigma_{0max} \cdot A_{сп} - 100 \cdot A_{сп} = 1 \cdot 200 \cdot 10 / 10 - \\ - 100 \cdot 10 / 10 = 1 \cdot 100 \text{ кН}.$$

Условия выполняются.

4.6.5 Расчетные величины усилий предварительного обжатия бетона и длины зоны передачи преднапряжения

При расчётах по первой группе предельных состояний:

$$N_{pd} = \gamma_p \cdot P_{mi} = 0,9 \cdot 751,30 = 676,17 \text{ кН}.$$

где γ_p – частный коэффициент безопасности для усилия предварительного обжатия. При благоприятных эффектах, создаваемых предварительным напряжением (например, повышение устойчивости) принимается равным 0,9 или 1,0.

При расчётах по второй группе предельных состояний:

$$N_{pd} = P_{mi} \cdot \gamma_{sup} = 751,30 \cdot 1,1 = 826,43 \text{ кН},$$

где γ_{sup} – коэффициент, определяющий верхний предел значения усилия предварительного обжатия при расчетах по предельным состояниям второй группы (принимается равным 1,1 при натяжении на упоры стенда).

$$N_{pd} = r_{inf} \cdot P_{mi} = 0,9 \cdot 751,30 = 676,17 \text{ кН},$$

где γ_{inf} – коэффициент, определяющий нижний предел значения усилия предварительного обжатия при расчетах по предельным состояниям второй группы (принимается равным 0,9 при натяжении на упоры стенда).

Для определения длины зоны передачи преднапряжения (длины зоны анкеровки) $l_{брд}$ вычисляем следующие характеристики:

– напряжения сцепления арматуры с бетоном:

$$f_{брд} = \eta_{p1} \cdot \eta_1 \cdot f_{ctd} = 2,7 \cdot 0,7 \cdot 1,77 = 3,35 \text{ МПа},$$

где $\eta_{p1} = 2,7$ – для стержней периодического профиля и канатов;

$\eta_1 = 0,7$ – принимается по рекомендациям п.11.2.33 [2];

– предельные напряжения сцепления по контакту напрягаемой арматуры с бетоном:

$$f_{bpt} = \eta_{p2} \eta_1 f_{ctd} = 1,4 \cdot 0,7 \cdot 1,77 = 1,73 \text{ МПа},$$

где $\eta_{p2} = 1,4$ – для стержней периодического профиля и канатов;

– напряжения в арматуре непосредственно после ее отпуска с упоров:

$$\sigma_{pi} = \frac{P_{mo}}{A_{sp}} = \frac{792,87 \cdot 10^3}{1000} = 420 \text{ МПа};$$

– базовая длина зоны передачи напряжений:

$$l_{pi} = \frac{\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \varnothing \cdot \sigma_{pi}}{f_{bpt}} = \frac{1,0 \cdot 0,25 \cdot 13 \cdot 792,87}{3,35} = 769,2 \text{ мм},$$

здесь $\alpha_1 = 1,0$ – при постепенной передаче усилия обжатия,

$\alpha_2 = 0,25$ – для стержневой арматуры и канатов.

– изгибающий момент от частого сочетания нагрузок в конце базовой длины зоны передача напряжений:

$$M_{sk} = 0,5 \cdot (g_{sk} - \varphi_1 q_{sk}) \cdot l_x \cdot (l_{eff} - l_x) = 0,5 \cdot 27,7 \cdot 0,6192 \cdot (17,65 - 0,6192) = 146,0 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

где $l_x = l_{pi} - \frac{l_{sup}}{2} = 769,2 - \frac{2 \times 150}{2} = 619,2 \text{ мм} = 0,6192 \text{ м}$, (l_{sup} – расстояние от торца балки до центра опоры).

– напряжения в арматуре от действия частой комбинации нагрузок:

$$\sigma_{pd} = \alpha_{sp} \cdot \frac{M_{sd}}{I_{c,red}} \cdot z_{cp,red} = 5,42 \cdot \frac{146,0 \cdot 10^6}{5128839 \cdot 10^4} \cdot 610,1 = 9,41 \text{ МПа},$$

здесь α_{sp} – коэффициент приведения бетонного сечения к приведенно-

$$\mu \left(\alpha_{sp} = \frac{E_{sp}}{E_{cm}} \right);$$

– предварительные напряжения в арматуре с учетом всех потерь:

$$\sigma_{p\kappa} = \frac{P_{mi}}{A_p} = \frac{751,3 \cdot 10^3}{1000} = 751,3 \text{ МПа}.$$

Расчетную длину анкеровки напрягаемой арматуры определяем по формуле 11.6 [2]

$$l_{bpd} = 1,2 \cdot l_{pi} + \alpha_2 \cdot \varnothing \cdot (\sigma_{pd} - \sigma_{pm}) / f_{bpd}.$$

Так как $(\sigma_{pd} - \sigma_{pm}) = (9,41 - 751,3) < 0$, то принимаем $(\sigma_{pd} - \sigma_{pm}) = 0$. Тогда $l_{bpd} = 1,2 \cdot 769,2 = 923 \text{ мм}$.

4.6.6 Проверка прочности нормального сечения по фактическому армированию

Проверку несущей способности нормального сечения балки производят по упрощенному деформационному методу с использованием линейно-параболической диаграммы деформаций бетона таблица 6.6 [6] и расчетной диаграммы $\sigma_s - \epsilon_s$ для высокопрочной арматуры.

Фактическое значение рабочей высоты балки в сечении 6-6 при принятом расположении арматуры (рисунок 16) $d = h - c = 1337 - 98 = 1239$ мм. Полная величина относительных деформаций предварительно напряженной арматуры:

$$\varepsilon_{s, \text{tot}} = \varepsilon_s + \varepsilon_{pm} + \Delta\varepsilon_{pm} = \frac{f_{pd}}{E_{sp}} + \varepsilon_{pm} = \frac{1280}{1,95 \cdot 10^5} + 0,0039 = 0,0105 = 10,5\%,$$

$$\text{где: } \varepsilon_{pm} = \frac{\sigma_{pm,l}}{E_{sp}} = \frac{P_{m,l}}{A_{sp} \cdot E_{sp}} = \frac{751,3 \cdot 10}{10 \cdot 1,95 \cdot 10^5} = 0,0039; \quad \Delta\varepsilon_{pm} = \frac{\sigma_{pm,l}^*}{E_{sp}} = 0,$$

здесь $\sigma_{pm,l}^*$ – напряжения от неупругих относительных деформаций напрягаемой арматуры, определяется по формуле:

$$\sigma_{pm,l}^* = \frac{1\,500 \cdot \sigma_{pm,l}}{f_{pd}} - 1\,200 > 0 \text{ -- для арматуры классов S540, S800, S1200;}$$

$$\sigma_{pm,l}^* = 0 \text{ -- для арматуры класса S1400.}$$

Граничное значение относительной высоты сжатой зоны бетона, отвечающее условному пределу текучести f_{pd} :

$$\xi_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{s, \text{tot}} + \varepsilon_{cu}} = \frac{3,5}{10,5 + 3,5} = 0,25.$$

Предполагая, что нейтральная ось проходит по нижней грани полки, определяем область деформирования балки:

$$\xi = \beta = \frac{h_f^l}{d} = \frac{185}{1\,239} = 0,149 < \frac{1}{6} = 0,167.$$

Согласно приложению 4, при таком положении нейтральной оси сечение находится в области деформирования 1а. С помощью формул приложения 4 находим величину усилия, воспринимаемого бетоном полки:

$$F_{cc} = \omega_c \cdot \xi \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b_f^l \cdot d = \frac{5\xi^2(1-(8/3)\xi)}{(1-\xi)^2} \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b_f^l \cdot d =$$

$$= \frac{5 \cdot 0,149^2 \cdot (1-(8/3) \cdot 0,149)}{(1-0,149)^2} \cdot 1 \cdot 30 \cdot 10^3 \cdot 0,4 \cdot 1,239 = 1\,373,45 \text{ кН.}$$

Усилие, воспринимаемое растянутой арматурой

$$F_{sp} = f_{pd} \cdot A_{sp} = 1\,280 \cdot 1\,000 = 1\,280 \cdot 10^3 \text{ Н} = 1\,280 \text{ кН.}$$

Поскольку, $F_{cc} = 1\,373,45 \text{ кН} > F_{sp} = 1\,280 \text{ кН}$, то нейтральная ось располагается в пределах полки. Дальнейший расчет производим как для прямоугольного сечения с шириной $b_x = b_f^l$.

Величина требуемого относительного усилия при $F_{cc} = F_{sp}$

$$\omega_c \cdot \xi = \frac{F_{cc}}{b \cdot d \cdot \alpha \cdot f_{cd}} = \frac{1\,280 \cdot 10^3}{0,4 \cdot 1,239 \cdot 30} = 0,086.$$

Методом подбора принимаем $\xi = 0,143 < \beta = 0,149$, получим

$$\omega_c \xi = \frac{5\xi^2 \left(1 - \frac{8}{3}\xi\right)}{(1-\xi)^2} = \frac{5 \cdot 0,143^2 \cdot \left(1 - \frac{8}{3} \cdot 0,143\right)}{(1-0,143)^2} = 0,086.$$

То есть при $\xi=0,143$ полученное значение $\omega_c \cdot \xi=0,086$ равно требуемому.

В области 1а согласно приложению 4 при $\xi=0,143$ величина α_m составляет

$$\alpha_m = \frac{1,25 \cdot \xi^2 \cdot (3\xi^2 - 12\xi + 4)}{(1-\xi)^2} = \frac{1,25 \cdot 0,143^2 \cdot (3 \cdot 0,143^2 - 12 \cdot 0,143 + 4)}{(1-0,143)^2} = 0,082.$$

Величина изгибаемого момента, воспринимаемого сечением

$$M_{Rd} = \alpha_m \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 = 0,082 \cdot 1 \cdot 30 \cdot 10^3 \cdot 0,4 \cdot 1,239^2 = 1\,510,56 \text{ кН} > M_{sd} = 1\,404,94 \text{ кН}.$$

т.е. прочность балки по наиболее опасному нормальному сечению обеспечена.

4.7 Расчет прочности сечений наклонных к продольной оси

Расчёт производится для нескольких расчётных сечений. Первое расчётное сечение 2*-2* принимаем на расстоянии $a_1 = 700 \text{ мм}$ ($a_1 < d_z$) от сечения с резким изменением толщины стенки (сечения 2-2).

Поперечная сила в сечении 2*-2*

$$V_{sd} = V_{sd}^{on} - (q_{sd} + g_{sd}) \cdot l_x = 344,175 - 39,0 \cdot 10^3 \cdot 1,15 = 299,33 \text{ кН};$$

Изгибающий момент в сечении

$$M_{sd} = 0,5 \cdot (g_{sd} + q_{sd}) \cdot l_x \cdot (l_0 - l_x) = 0,5 \cdot 39,0 \cdot 1,15 \cdot (17,65 - 1,15) = 370,01 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

где $l_x = 450 + 700 = 1150 \text{ мм}$ – расстояние от опоры до расчетного сечения 2*-2*.

Высота балки в рассматриваемом сечении

$$h = h_{om} + i \cdot (l_x + 150) = 790 + \frac{1}{12} \cdot (1\,150 + 150) = 898 \text{ мм}$$

– (150 мм – расстояние от торца балки до точки приложения опорной реакции (рисунок 15)).

Рабочая высота сечения $d = h - c = 898 - 98 = 800 \text{ мм}$.

Расстояние между верхним и нижним продольными арматурными стержнями

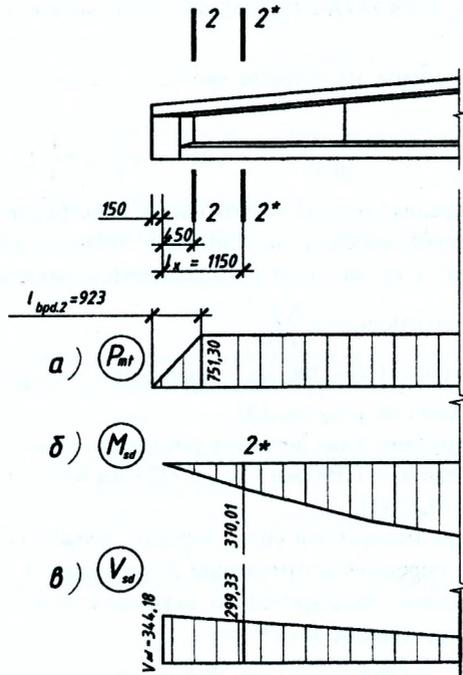
$$d_z = d - c_1 = 800 - 30 = 770 \text{ мм}.$$

Ширина ребра сечения (см. сечение 3-3 рисунок 14):

$$b_w = 120 - \frac{(120 - 80) \cdot 700}{2 \cdot 150} = 107,0 \text{ мм}.$$

Поперечная сила, воспринимаемая железобетонным элементом без учета поперечного армирования

$$V_{Rd,ct} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100\rho_l \cdot f_{ct})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d = \left[\left(\frac{0,18}{1,5} \right) \cdot 1,5 \cdot (100 \cdot 0,0117 \cdot 45)^{1/3} + 0,15 \cdot 6,0 \right] 107 \cdot 848 = 134,8 \cdot 10^3 \text{ Н} = 134,8 \text{ кН},$$



- а) усилия в бетоне от предварительного напряжения арматуры;
 б) эпюра изгибающих моментов от внешнего нагружения;
 в) эпюра поперечных сил от внешнего нагружения

Рисунок 18 -- К расчёту на прочность по наклонным сечениям

но не менее

$$V_{Rd,ct,min} = [V_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d = [0,431 + 0,15 \cdot 6,0] \cdot 107 \cdot 800 = 113,9 \cdot 10^3 \text{ H} = 113,9 \text{ кН},$$

$$\text{где } k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{800}} = 1,5 < 2, \text{ принимаем } k = 1,5;$$

$$\rho_l = \frac{A_{sp}}{b_w \cdot d} = \frac{10,0}{10,7 \cdot 80,0} = 0,0117 < 0,02 \Rightarrow \rho_l = 0,0117;$$

$$V_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ct}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,5^{3/2} \cdot 45^{1/2} = 0,431 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{pd}}{A_c} = \frac{676,17 \cdot 10^3}{1841 \cdot 10^{-4}} = 3,67 \text{ МПа} < 0,2 \cdot f_{cd} = 0,2 \cdot 30 = 6,0 \text{ МПа}.$$

A_c - площадь бетонного сечения 2-2.

Принимаем $\sigma_{cp} = 6,0 \text{ МПа}$.

Поскольку, $V_{sd} = 299,33 \text{ кН} > V_{Rd,ct} = 134,8 \text{ кН}$, то необходим расчет поперечной арматуры.

Расстояние от опоры, на котором требуется установка поперечной арматуры по расчету

$$a_w = \frac{(V_{sd} - V_{Rd,ct})}{(q_{sd} + g_{sd})} = \frac{(299,33 - 134,8)}{39,0} = 4,219 \text{ м} < \frac{1}{4} \cdot l_0 = \frac{1}{4} \cdot 17,65 = 4,41 \text{ м}.$$

При расчете предварительно напряжённых конструкций с рабочим армированием без анкеров, необходимо учитывать снижение величины предварительного напряжения P_{mi} на длине зоны передачи напряжения l_{bpd} умножением величины P_{mi} на отношение $\frac{b_x}{l_{bpd}}$;

где $b_x = c + l_x = 150 + 1150 = 1300 \text{ мм}$ – расстояние от торца балки, до рассматриваемого сечения (см. рисунок 18).

Так как за пределами зоны передачи преднапряжения сила обжатия бетона постоянна, то при $b_x = 1300 \text{ мм} > l_{bpd} = 9223 \text{ мм}$ величина силы обжатия принимается $N_{pd} = 676,17 \text{ кН}$.

Для вычисления поперечной силы, которую должна воспринимать поперечная арматура, определяем отношение деформации в бетоне в уровне центра тяжести сечения, предварительно задавшись углом наклона диагональных трещин к горизонтали: $\theta = 25^\circ$.

$$\begin{aligned} \epsilon_x &= \frac{M_{sd} / d_z + 0,5 \cdot V_{sd} \cdot \cot \theta - \sigma_{sp,dec} \cdot A_{sp}}{2 \cdot E_{sp} \cdot A_{sp}} = \\ &= \frac{370,01 \cdot 10^3 / 0,77 + 0,5 \cdot 299,33 \cdot 10^3 \cdot \cot 25^\circ - 743,89 \cdot 10,0 \cdot 10^{-4}}{2 \cdot 1,95 \cdot 10^{11} \cdot 10,0 \cdot 10^{-4}} = 0,15 \cdot 10^{-3}; \end{aligned}$$

$$\text{где } \sigma_{sp,dec} = \frac{r_{sup} \cdot P_{mi}}{A_{sp}} = \frac{1,1 \cdot 676,17}{10,0 \cdot 10^{-4}} = 743,89 \cdot 10^3 \text{ кПа}.$$

Для выяснения правильности выбора угла $\theta = 25^\circ$ определяем касательные напряжения, действующие в сечении:

$$\tau = \frac{V_{sd,1}}{b_w \cdot d_z} = \frac{299,33 \cdot 10^3}{107 \cdot 770} = 3,63 \text{ МПа}.$$

$$\text{Отношение } \frac{\tau}{f_{cm}} = \frac{3,63}{53} = 0,0685.$$

В соответствии со значением $\epsilon_x = 0,15 \cdot 10^{-3}$ и $\frac{\tau}{f_{cm}} = 0,0685$ по таблице 4-5 приложения 4 убеждаемся, что угол наклона диагональной трещины был принят верно.

Среднее значение главных растягивающих деформаций:

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_x + \left[\varepsilon_x + 0,002 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{\tau}{f_{cm}} \cdot (\tan \theta + \cot \theta)} \cdot (0,8 + 170 \cdot \varepsilon_1) \right) \right] \cdot \cot^2 \theta = 0,15 \cdot 10^{-3} +$$

$$+ \left[0,15 \cdot 10^{-3} + 0,002 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{3,63}{53} \cdot (\tan 25^\circ + \cot 25^\circ)} \cdot (0,8 + 170 \cdot \varepsilon_1) \right) \right] \cdot \cot^2 25^\circ = 1,78 \cdot 10^{-3}$$

(значение ε_1 определяется итерационным путем).

Главные растягивающие напряжения в расчетном сечении балки:

$$\sigma_1 = \frac{0,18 \cdot \sqrt{f_{cm}}}{0,3 + \frac{24 \cdot W_x}{a + 16}} \cdot \tan \theta = \frac{0,18 \cdot \sqrt{53}}{0,3 + \frac{24 \cdot 0,915}{20 + 16}} \cdot \tan 25^\circ = 0,67 \text{ МПа.}$$

где a - максимальный размер заполнителя, $a = 20$ мм.

W_x - ширина раскрытия наклонной трещины.

$$W_x = S_{mo} \cdot \varepsilon_1 = 300 \cdot 1,78 \cdot 10^{-3} = 0,534 \text{ мм.}$$

здесь S_{mo} - расстояние между диагональными трещинами, ориентировочно 300 мм.

Составляющая поперечной силы, воспринимаемая бетоном

$$V_{rd,c} = \sigma_1 \cdot b_w \cdot d_z \cdot \cot \theta = 0,67 \cdot 10^3 \cdot 0,107 \cdot 0,77 \cdot \cot 25^\circ = 118,41 \text{ кН.}$$

Составляющая поперечной силы, которую должна воспринять арматура (хомуты):

$$V_{rd,sv} = V_{sd} - V_{rd,c} = 299,33 - 118,41 = 180,92 \text{ кН.}$$

Принимаем $S_1 = 200$ мм, что меньше $\frac{h}{3} = \frac{898}{3} = 300$ мм, и определяем требуемое количество поперечного армирования:

$$A_{sv} = \frac{V_{rd,sv} \cdot S}{f_{ywd} \cdot d_z \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha} = \frac{180,92 \cdot 0,2 \cdot 10}{313 \cdot 0,77 \cdot (\cot 25^\circ + \cot 90^\circ) \cdot \sin 90^\circ} = 0,700 \text{ см}^2.$$

Принимаемая площадь поперечного сечения хомутов должна быть не менее:

$$A_{sv,min} = (S \cdot b_w \cdot \sin \alpha) \cdot \rho_{sv,min} = (20 \cdot 10,7 \cdot \sin 90^\circ) \cdot 0,001 = 0,214 \text{ см}^2.$$

где $\rho_{sv,min}$ - минимальный коэффициент поперечного армирования сечения (см. п. 11.2.2 [2]):

$$\rho_{sv} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ct}}}{f_{yk}} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{45}}{500} = 0,001.$$

Принимаем $2\varnothing 8$ S500 $A_{sv} = 1,01 \text{ см}^2$.

На приопорных участках с длиной $l_1 = 4,6$ м от опоры принимаем шаг поперечных стержней $S_1 = 20$ см, а далее увеличиваем шаг $S_2 = 50$ см.

$$S_2 = 50 \text{ см} \leq 3h/4 = \frac{3}{4} \cdot \left(0,79 + (0,15 + 4,6) \cdot \frac{1}{12} \right) = 0,889 \text{ м.}$$

Поперечная сила от внешних воздействий в месте изменения шага поперечной арматуры ($l_x = 4,6$ м, $d_z = d_z^{on} + 1/12 \cdot l_x = 0,652 + 1/12 \cdot 4,6 = 1,036$)

$$V_{sd} = V_{sd}^{on} - (q_{sd} + g_{sd}) \cdot l_x = 344,175 - 39,0 \cdot 10^3 \cdot 4,4 = 172,6 \text{ кН};$$

Поперечная сила воспринимаемая поперечной арматурой при $S_2 = 500$ мм:

$$V_{Rd,sv} = \frac{f_{svd} \cdot A_{sv} \cdot d_z}{S} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha = \frac{313 \cdot 1,01 \cdot 10^{-3} \cdot 103,6}{0,5} \times \\ \times (\cot 25^\circ + \cot 90^\circ) \cdot \sin 90^\circ = 140,5 \text{ кН}.$$

Так как $V_{Rd} = V_{Rd,sv} + V_{Rd,ct} = 140,5 + 118,27 = 258,77 \text{ кН} > V_{sd} = 172,6 \text{ кН}$ – прочность наклонных сечений в месте изменения шага поперечной арматуры обеспечивается.

4.8 Расчет прочности балки в стадии изготовления и монтажа

В стадии изготовления и монтажа в качестве внешней нагрузки на балку действует усилие в напрягаемой арматуре P_{mk} (усилие обжатия бетона). Учитывая, что при подъеме балки в местах монтажных петель возникают моменты, которые растягивают верхнюю зону балки, то моменты от усилия P_{mk} и собственного веса суммируют и расчет прочности производится как внецентренно сжатых элементов.

Исходя из типовых решений подъем балки осуществляют за четыре монтажные петли установленные по длине балки в сечениях 3-3 и 6-6, как показано на рисунке.

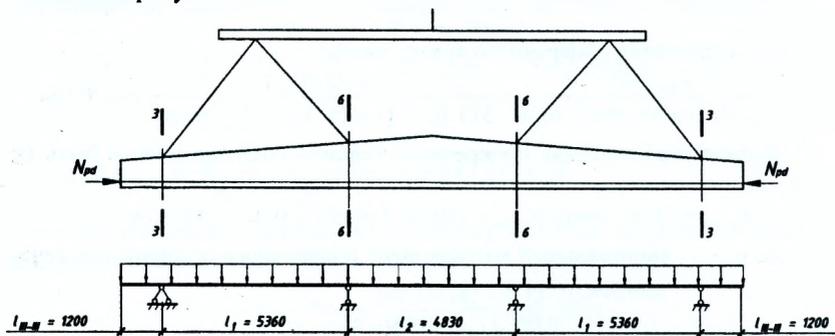


Рисунок 19 – Схема нагружения балки в стадиях изготовления и монтажа

Погонная нагрузка от собственного веса балки при коэффициенте динамичности при монтаже $\gamma_d = 1,4$ и коэффициенте безопасности $\gamma_F = 1,0$

$$g_{sd,g} = g_{sk,p} \cdot \gamma_d = 5,07 \cdot 1,4 = 7,1 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

С учётом равномерного распределения данной нагрузки по длине балки (рисунок 19) изгибающие моменты в расчетных сечениях:

В сечении 3-3

$$M_{sd} = \frac{g_{sd, g} \cdot l_{III-III}^2}{2} = \frac{7,1 \cdot (1,2)^2}{2} = 5,1 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

В сечении 6-6

$$M_{sd} = \frac{g_{sd, g} \cdot (l_1^3 + l_2^3 - 2 \cdot l_1^2 \cdot l_2)}{2 \cdot (2 \cdot l_1 + 3 \cdot l_2)} = \frac{7,1 \cdot (5,36^3 + 4,83^3 - 2 \cdot 5,36^2 \cdot 1,2^2)}{2 \cdot (2 \cdot 5,36 + 3 \cdot 4,83)} = 25,9 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Расчет прочности сечения 3-3 (см. рисунок 20)

$$\text{Высота сечения } h = 790 + 1200 \cdot \frac{1}{12} = 890 \text{ мм.}$$

$$\text{Ширина сечения } b_w = 120 - \frac{(120 - 80) \cdot (1050 - 450)}{2 \cdot 150} = 109,0 \text{ мм} = 10,9 \text{ см.}$$

В соответствии со схемой и стадией работы балки принимаем:

$$A_{st} = 3,08 \text{ см}^2, A_{sp} = 10,0 \text{ см}^2; c = 3,0 \text{ см}; c_1 = 9,8 \text{ см}; b_f^l = 27 \text{ см}; h_f^l = 21 \text{ см};$$

$$d = h - c = 890 - 30 = 860 \text{ мм.}$$

Для внецентренно сжатого элемента проверим условие положения нейтральной оси. Предположим, что нейтральная ось проходит в пределах полки и сечение рассматриваем как прямоугольное с шириной $b = b_f^l = 270 \text{ мм}$.

Область деформирования сечения при совпадении нейтральной оси с нижней гранью сжатой полки $\xi = \beta = \frac{h_f^l}{d} = \frac{210}{860} = 0,244$ – область деформирования

1b $\left(\frac{1}{6} < \xi = 0,244 < \frac{7}{27} \right)$.

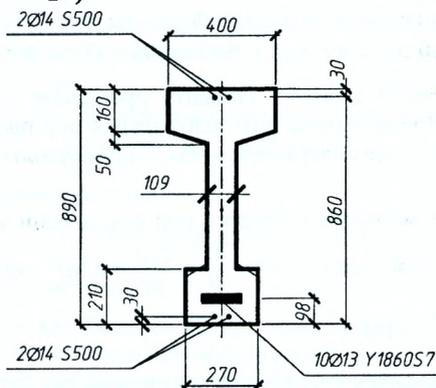


Рисунок 20– Сечение балки в месте установки монтажных петель (сечение 3-3)

Величина сжимающего усилия, воспринимаемого бетоном сжатой полки, соответствующей классу $C^{30}/37$, $f_{cd} = 20,0$ МПа:

$$F_{cc} = \frac{16 \cdot \xi - 1}{15} \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b'_f \cdot d = \frac{16 \cdot 0,244 - 1}{15} \cdot 1 \cdot 20 \cdot 10^3 \cdot 0,270 \cdot 0,860 = 899,1 \text{ кН};$$

Усилие, воспринимаемое ненапрягаемой арматурой

$$F_{st} = f_{yd} \cdot A_{st} = 435 \cdot 10^3 \cdot 3,08 \cdot 10^{-4} = 133,8 \text{ кН}.$$

Усилие предварительного обжатия с учетом технологических потерь и коэффициента безопасности для усилия предварительного обжатия $\gamma_p = 1,2$, а также с учетом декомпрессии напрягаемой арматуры

$$P_{dec} = 330 \cdot A_{sp} = 330 \cdot 100 \cdot 10^{-2} = 330 \cdot 10^3 \text{ Н} = 330 \text{ кН},$$

$$N_{pd} = \gamma_p \cdot P_{mt} - P_{dec} = 0,9 \cdot 751,30 - 330 = 621,4 \text{ кН}.$$

Так как $N_{pd} = 621,4 \text{ кН} < F_{cc} - F_{st} = 899,1 - 133,98 = 765,12 \text{ кН}$ - нейтральная ось проходит в пределах полки.

Величина относительного усилия:

$$\omega_c \cdot \xi = \frac{F_{cc}}{\alpha f_{cd} \cdot b'_f \cdot d} = \frac{N_{pd} + F_{st}}{\alpha f_{cd} \cdot b'_f \cdot d} = \frac{621,4 + 133,98}{1 \cdot 20 \cdot 10^3 \cdot 0,27 \cdot 0,86} = 0,163.$$

По величине $\omega_c \cdot \xi$ при помощи приложения 4 убеждаемся, что имеем область деформирования сечения 1b и данной величине $\omega_c \cdot \xi = 0,163$ соответствует коэффициент $\alpha_m = 0,149$. Тогда момент, воспринимаемый сечением:

$$M_{Rd} = \alpha_m \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 = 0,149 \cdot 1 \cdot 20 \cdot 10^3 \cdot 0,27 \cdot 0,81^2 = 595,08 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$M_{sd,1} = N_{pd} \cdot (d - c_1) + M_{sd,g} = 621,4 \cdot (0,86 - 0,098) + 5,1 = 478,6 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Так как $M_{sd,1} = 478,6 \text{ кН} \cdot \text{м} \leq M_{Rd} = 595,08 \text{ кН} \cdot \text{м}$, прочность сечения балки при принятом армировании 2Ø14 S500 в стадии изготовления и монтажа обеспечивается.

Расчет прочности сечения 6-6

Высота сечения в месте установки монтажной петли: $h = 1337 \text{ мм}$; $b_w = 80 \text{ мм}$.

В соответствии со схемой и стадией работы балки:

$$A_{st} = 3,08 \text{ см}^2, A_{sp} = 10,0 \text{ см}^2; c = 3,0 \text{ см}; c_1 = 9,8 \text{ см}; b'_f = 27 \text{ см}; h'_f = 21 \text{ см}; d = 1307 \text{ мм}.$$

Для внецентренно сжатого элемента проверяем условие положения нейтральной оси. Предположим, что нейтральная ось проходит в пределах полки и сечение рассматриваем как прямоугольное с шириной $b = b'_f = 270 \text{ мм}$.

Область деформирования сечения при совпадении нейтральной оси с

нижней гранью сжатой полки: $\xi = \beta = \frac{h'_f}{d} = \frac{210}{1307} = 0,161$ - область деформиро-

вания 1a (так как $\xi = 0,161 > \frac{1}{6}$).

Величина сжимающего усилия, воспринимаемого бетоном сжатой полки, при прочности бетона $f_{cd} = 20,0$ МПа:

$$F_{cc} = \frac{5 \cdot \xi^2 \cdot \left(1 - \frac{8}{3}\xi\right)}{(1-\xi)^2} \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b_f \cdot d = \frac{5 \cdot 0,161^2 \cdot \left(1 - \frac{8}{3} \cdot 0,161\right)}{(1-0,161)^2} \cdot 1 \cdot 20 \cdot 270 \cdot 1307 = 741,6 \text{ кН};$$

Усилие, воспринимаемое ненапрягаемой арматурой

$$F_{st} = f_{yd} \cdot A_{st} = 435 \cdot 10^3 \cdot 3,08 \cdot 10^{-4} = 133,8 \text{ кН}.$$

Усилие предварительного обжатия с учетом технологических потерь и коэффициента безопасности для усилия предварительного обжатия $\gamma_p = 1,2$, а также с учетом декомпрессии напрягаемой арматуры

$$P_{dec} = 330 \cdot A_{sp} = 330 \cdot 100 \cdot 10^2 = 330 \cdot 10^3 \text{ Н} = 330 \text{ кН}.$$

Так как

$$N_{pd} = \gamma_p \cdot P_{st} - P_{dec} = 0,9 \cdot 751,30 - 330 = 621,4 \text{ кН} \approx F_{cc} - F_{st} = 741,6 - 133,98 = 607,62 \text{ кН},$$

следовательно, нейтральная ось проходит по нижней грани полки.

Величина относительного усилия сжатия в сечении:

$$\omega_c \cdot \xi = \frac{F_{cc}}{\alpha f_{cd} \cdot b_f \cdot d} = \frac{N_{pd} + F_{st}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b_f \cdot d} = \frac{621,4 + 133,98}{1 \cdot 20 \cdot 10^3 \cdot 0,27 \cdot 1,307} = 0,107.$$

По величине $\omega_c \cdot \xi$ при помощи 4.2 Приложения 4 убеждаемся, что имеем область деформирования сечения 1а и данной величине $\omega_c \cdot \xi = 0,107$ соответствует коэффициент $\alpha_m = 0,101$. Тогда момент, воспринимаемый сечением:

$$M_{rd} = \alpha_m \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 = 0,101 \cdot 1 \cdot 20 \cdot 10^3 \cdot 0,27 \cdot 1,307^2 = 931,7 \text{ кН},$$

$$M_{sd,1} = N_{pd} \cdot (d - c_1) + M_{sd,r} = 621,4 \cdot (1,307 - 0,098) + 34,9 = 786,2 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Так как $M_{sd,1} = 786,2 \text{ кН} \cdot \text{м} \leq M_{rd} = 931,7 \text{ кН} \cdot \text{м}$ – прочность в сечении 6-6 также обеспечивается.

4.9 Расчет по образованию нормальных трещин в стадии эксплуатации

Рассчитываемая балка относится к классу ХС2 и эксплуатируется в закрытом помещении, то, согласно таблице 5.1[2], в конструкции не допускается образование трещин. Данный расчет производится на действие частной комбинации нагрузок при $\gamma_F = 1$, и делается это с целью необходимости проверки раскрытия трещин. В расчетном сечении балки (сечение 6-6):

$$P_{st} = 751,30 \text{ кН}; Z_{c,red} = 70,81 \text{ см}; W_{c,red} = 72 \cdot 431,00 \text{ см}^3; A_{c,red} = 2 \cdot 149,04 \text{ см}^2.$$

Момент трещинообразования:

$$M_{\sigma} = f_{cm} \cdot W_c + r_{int} \cdot P_{st} \cdot \left(z_c + \frac{W_c}{A_c}\right) = 3,8 \cdot 10^6 \cdot 72 \cdot 431,00 \cdot 10^{-6} + 0,9 \cdot 751,30 \cdot 10^3 \cdot \left(70,81 + \frac{72 \cdot 431,00}{2 \cdot 149,04}\right) \cdot 10^{-3} = 981,92 \text{ кН} \cdot \text{м} < M_{s,red} = 997,87 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Таким образом, изгибающий момент при котором образуются трещины меньше, чем значение момента при частой комбинации (см. таблицу 3). Следовательно, трещины при нижнем пределе усилия предварительного обжатия бетона образуются и необходим расчет по раскрытию трещин.

4.10 Расчет по раскрытию нормальных трещин в стадии эксплуатации

Предельно допустимая ширина раскрытия трещин предварительно напряжённых элементов от частого сочетания нагрузок $W_{lim} = 0,2$ мм (таблица 5.1 [2]).

Эффективный модуль упругости при коэффициенте ползучести $\Phi(t, t_0) = 1,32$ (см. п. 4.6.4 – эксплуатационные потери):

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \Phi(\infty, t_0)} = \frac{3,6 \cdot 10^4}{1 + 1,32} = 15,52 \cdot 10^3 \text{ МПа};$$

Коэффициент приведения арматуры к бетону

$$\alpha_s = \frac{E_s}{E_{c,eff}} = \frac{2 \cdot 10^5}{15,52 \cdot 10^3} = 12,88; \quad \alpha_{sp} = \frac{E_{sp}}{E_{c,eff}} = \frac{1,95 \cdot 10^5}{15,52 \cdot 10^3} = 12,56.$$

Высота сжатой зоны сечения находится из условия равенства статических моментов сжатой и растянутой зон относительно нейтральной оси, при этом, предполагая, что нейтральная ось находится в полке.

$$\frac{b \cdot x_{II}^2}{2} + \alpha_s \cdot A_{sc} \cdot (x_{II} - c_1) - \alpha_{sp} \cdot A_{sp} \cdot (d - x_{II}) = 0;$$

$$\frac{40 \cdot x_{II}^2}{2} + 12,88 \cdot 3,08 \cdot (x_{II} - 3) - 12,56 \cdot 10,0 \cdot (123,9 - x_{II}) = 0.$$

После упрощения равенства имеем

$$x_{II}^2 + 8,26 \cdot x_{II} - 784 = 0.$$

Решив квадратное уравнение, получим $x_{II} = 24,17$ см $>$ $h' = 18,5$ см – нейтральная ось выходит за пределы полки.

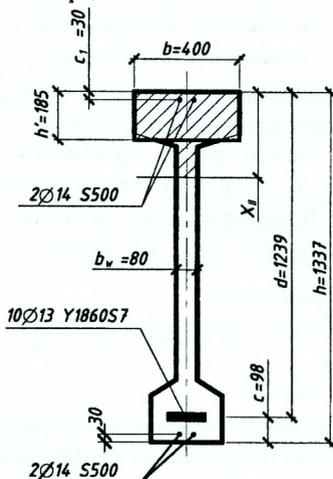


Рисунок 21 – К расчёту по раскрытию трещин (сечение 6-6)

Во втором приближении (нейтральная ось выходит за пределы полки):

$$b \cdot h' \cdot \left(x_{II} - \frac{h'}{2} \right) + b_w \cdot \frac{x_{II} - h'}{2} + \alpha_s \cdot A_{sc} \cdot (x_{II} - c_1) - \alpha_{sp} \cdot A_{sp} \cdot (d - x_{II}) = 0;$$

$$40 \cdot 18,5 \cdot \left(x_{II} - \frac{18,5}{2} \right) + 8 \cdot \frac{(x_{II} - 18,5)^2}{2} + 12,88 \cdot 3,08 \cdot (x_{II} - 3) - 12,56 \cdot 10,0 \cdot (123,9 - x_{II}) = 0.$$

После упрощения и решения равенства, получим $x_{II} = 24,9$ см.

Приращение напряжений в напрягаемой арматуре от внешнего нагружения

$$\sigma_s = \frac{M_{sk, \text{fred}}}{A_{sp} \cdot \left(d - \frac{x_{II}}{3} \right)} = \frac{997,87 \cdot 10^6}{10,0 \cdot 10^2 \cdot \left(1239 - \frac{249,0}{3} \right)} = 863,2 \text{ МПа.}$$

Эффективная высота растянутой зоны

$$h_{c, \text{eff}} = \min \begin{cases} 2,5 \cdot (h - d) = 2,5 \cdot (1337 - 1239) = 245 \text{ мм;} \\ \frac{h - x_{II}}{3} = \frac{1337 - 249,0}{3} = 362,7 \text{ мм;} \\ \frac{h}{2} = \frac{1337}{2} = 668,5 \text{ мм.} \end{cases}$$

Принимаем $h_{c, \text{eff}} = 245$ мм.

Эффективная площадь растянутой зоны:

$$A_{c, \text{eff}} = b \cdot h_{c, \text{eff}} = 27 \cdot 24,5 = 661,5 \text{ см}^2.$$

Эффективный коэффициент армирования:

$$\rho_{\text{eff}} = \frac{A_{sp}}{A_{c, \text{eff}}} = \frac{10,0}{661,5} = 0,015.$$

Среднее расстояние между трещинами:

$$S_{rm} = 50 + 0,25 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot \frac{\varnothing}{\rho_{\text{eff}}} = 50 + 0,25 \cdot 0,8 \cdot 0,5 \cdot \frac{13}{0,015} = 136,67 \text{ мм,}$$

здесь k_1 - коэффициент, учитывающий условия сцепления арматуры с бетоном, $k_1 = 0,8$ - для стержней периодического профиля и канатов;

k_2 - коэффициент, учитывающий вид напряженно-деформированного состояния, $k_2 = 0,5$ - для изгибаемых элементов.

Приращение относительных деформаций арматуры:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{sm} &= \varepsilon_s \cdot \left[1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] = \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \left[1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M_{sk, \text{fred}}} \right)^2 \right] = \frac{863,2}{1,95 \cdot 10^5} \times \\ &\times \left[1 - 1 \cdot 0,5 \cdot \left(\frac{981,92}{997,87} \right)^2 \right] = 22,8 \cdot 10^{-5}, \end{aligned}$$

здесь β_1 – коэффициент, учитывающий вид поверхности арматуры;
 $\beta_1 = 1,0$ – для арматуры периодического профиля и канатов;
 $\beta_2 = 0,5$ – при длительном действии нагрузок.

Расчетная ширина раскрытия трещин при коэффициенте, учитывающем отношение расчетной ширины раскрытия трещин к средней, $\beta = 1,7$.

$$W_k = \beta \cdot S_{rm} \cdot \varepsilon_{sm} = 1,7 \cdot 136,67 \cdot 22,8 \cdot 10^{-5} = 0,053 \text{ мм} < W_{k,lim} = 0,2 \text{ мм}$$

Ширина раскрытия трещин не превышает допустимую.

4.11 Расчет по образованию трещин, наклонных продольной оси балки в стадии эксплуатации

Наиболее опасным для появления наклонных трещин является сечение 2-2 в месте резкого изменения ширины ребра, расположенного на расстоянии 600 мм от торца балки и $l_x = 450$ мм от центра опоры. Высота балки рассматриваемого сечения $h = 840$ мм. Толщина стенки $b_w = 120$ мм.

Необходимые дополнительные геометрические характеристики сечения приведены в таблице 5 и на рисунке 21.

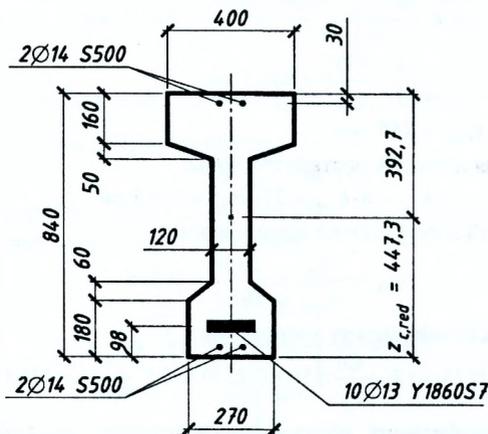


Рисунок 22 – Сечение балки в месте резкого изменения ширины ребра (сечение 2-2)

Расстояние от нижней грани балки до центра тяжести её сечения:

$$z_{c,red} = \frac{S_{c,red}}{A_{c,red}} = \frac{86313,24}{1929,44} = 44,73 \text{ см.}$$

Расстояние от верхней грани балки до центра тяжести сечения:

$$h - z_{c,red} = 84 - 44,73 = 39,27 \text{ см.}$$

Момент инерции относительно центра тяжести приведенного сечения:

$$J_c = \sum J_{c,red} + \sum J_{l,red} - A_{c,red} \cdot z_{c,red}^2 = 1\,571\,842,95 + 4\,825\,476,27 - 1\,929,44 \cdot 44,73^2 = 2\,536\,947,96 \text{ см}^4.$$

Нормальное напряжение в уровне центра тяжести сечения:

$$\sigma_x = -\frac{P_{mc}}{A_c} = -\frac{751,30 \cdot 10^3}{1929,44 \cdot 10^{-4}} = -3,89 \text{ МПа.}$$

Напряжения σ_y от местного действия опорной реакции должны учитываться на длине участка $x = 0,7h$ по обе стороны от точки приложения силы. Так как $l_x = 450 \text{ мм} < 0,7h = 0,7 \cdot 840 = 588 \text{ мм}$, то необходим учет этих напряжений.

$$\alpha = \frac{l_x}{h} = \frac{450}{840} = 0,54; \quad \beta = \frac{z_{c,red}}{h} = \frac{447,3}{840} = 0,53;$$

$$\sigma_y = \frac{R}{b \cdot h} \cdot \frac{\beta^2}{1,57} \left[\frac{3-2\beta}{(1-\alpha^2)} - \frac{\beta}{(\alpha^2 + \beta^2)^2} \right] = \frac{244,36 \cdot 10^{-3}}{0,12 \cdot 0,84} \cdot \frac{0,53^2}{1,57} \times$$

$$\times \left[\frac{3-2 \cdot 0,53}{(1-0,54^2)} - \frac{0,53}{(0,54^2 + 0,53^2)^2} \right] = -0,198 \text{ МПа};$$

где R – опорная реакция балки от частой комбинации нагрузок:

$$R = V_{sk} \cdot \frac{g_{sk} + \psi_1 \cdot q_{sk}}{g_{sk} + q_{sk}} = 276,22 \cdot \frac{(3,17 \cdot 6 + 5,07) + 0,5 \cdot 1,2 \cdot 6}{31,3} = 244,36 \text{ кН};$$

V_{sk} – поперечная сила в расчетном сечении для нормативного сочетания (см. п.4.4 и 4.5).

$$\tau_{xy} = \frac{V_{sk} \cdot S_c}{I_c \cdot b} = \frac{231,90 \cdot 10^3 \cdot 26 \cdot 339 \cdot 10^{-5}}{2 \cdot 536 \cdot 947,96 \cdot 10^{-4} \cdot 120} = 2,01 \text{ МПа};$$

где V_{sd} – поперечная сила в расчетном сечении от частой комбинации усилий:

$$V_{sd} = R - (g_{sk} + \psi_1 \cdot q_{sk}) \cdot l_x = 244,36 - [(3,17 \cdot 6 + 5,07) + 0,5 \cdot 1,2 \cdot 6] \cdot 0,45 = 231,90 \text{ кН.}$$

S_c – статический момент части сечения относительно оси, проходящей через центр тяжести сечения и расположенного выше этой оси (см. рисунок 22)

$$S_c = 39,27 \cdot 12 \cdot \frac{39,27}{2} + (40 - 12) \cdot 16 \cdot \left(39,27 - \frac{16}{2} \right) + 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot 5,0 \cdot \left(39,27 - \frac{2}{3} \cdot 5,0 \right) +$$

$$+ 5,56 \cdot 3,09 \cdot (39,27 - 3,0) = 29 \cdot 399 \text{ см}^3$$

Главные растягивающие и главные сжимающие напряжения на уровне центра тяжести сечения:

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \right)^2 + \tau_{xy}^2} = \frac{-3,89 + 0,198}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{-3,89 + 0,198}{2} \right)^2 + 2,01^2} = -1,85 \pm 2,73;$$

$$\sigma_1 = 0,88 \text{ МПа} \text{ и } \sigma_2 = -4,58 \text{ МПа.}$$

Общие относительные деформации в наклонном сечении балки от совместного действия главных растягивающих и главных сжимающих напряжений:

$$\varepsilon_{ct} = \varepsilon_1 + \nu \cdot \varepsilon_2 = \frac{\sigma_1}{E_{cm}} + 0,2 \cdot \frac{\sigma_2}{E_{cm}} = \frac{0,88}{3,6 \cdot 10^4} + 0,2 \cdot \frac{4,58}{3,6 \cdot 10^4} = 0,50 \cdot 10^{-4}.$$

Таблица 5 – Геометрические характеристики сечения 2-2

08

№ п/п	Наименование элемента сечения	Площадь $A_i, \text{см}^2$	Расстояние $a_i, \text{см}$	Статический момент, см^3 $S_i = A_i \cdot a_i$	Расстояние до центра тяжести, см	$y_i = a_i - Z_c,$ см	Собственный момент инерции $J_i, \text{см}^4$	$A_i \cdot y_i^2,$ см^4	$S_i \cdot a_i,$ см^4	Момент инерции $J_i + A_i \cdot y_i^2, \text{см}^4$
1	Свесы верхней полки	448,0	76,0	34 048,0		30,19	9557,33	408 323,37	2 587 648,00	417 880,70
2	Вулы верхней полки	70,0	65,5	4 585,0		19,69	100,69	27 138,73	300 317,50	27 239,42
3	Стенка	1 008,0	42,0	42 336,0		3,81	592 704,0	14 632,23	1 778 112,00	607 336,23
4	Вулы нижней полки	45,0	21,0	945,0		24,81	90,0	27 699,13	19 845,00	27 789,12
5	Свесы нижней полки	270,0	9,0	2 430,0		36,81	7290,0	365 843,55	21 870,00	373 133,56
Характеристики бетонного сечения		$A_c = 1 841$	-	$S_c = 84344,0$	$Z_c = 45,81$	-	-	-	4 707 792,50	$I_c = 1453379,03$
6	Верхняя ненапрягаемая арматура	17,12*	81,0	1 386,72		36,27	-	22 521,58	112 324,32	22 521,58
7	Нижняя напрягаемая арматура	54,20*	9,8	531,16		34,93	-	66 129,69	5 205,37	66 129,69
8	Нижняя ненапрягаемая арматура	17,12	3,0	51,36		41,73	-	29 812,65	154,08	29 812,65
Характеристики приведенного сечения		$A_{c,red} = 1 929,44$	-	$S_{c,red} = 86 313,24$	$Z_{c,red} = 44,73$	-	-	-	$\sum I_{i,red} = 4 825 476,27$	$I_{i,red} = 1 571 842,95$

* Характеристики даны для приведенного сечения по бетону, т.е. с коэффициентами приведения α_s, α_{sp} .

Проверяем условие: $\varepsilon_{cr} = 0,50 \cdot 10^{-4} < \varepsilon_{cr} = \frac{f_{ctm}}{E_{cm}} = \frac{3,8}{3,6 \cdot 10^4} = 1,1 \cdot 10^{-4}$.

Условие выполняется. Трещины, наклонные продольной оси балки, в стадии эксплуатации не образуются.

4.12 Расчет балки по деформациям

Прогибы предварительно напряженной балки рассчитываются из принципа суперпозиции, т.е. суммируются прогибы от внешних воздействий при практически постоянном сочетании нагрузок и предварительного обжатия.

В соответствии с п. 4.44 [14] для элементов симметричного поперечного сечения с симметричной относительно середины пролета внешней нагрузкой и переменной по длине высотой сечения прогиб определяется по формуле

$$f_M = \left(\frac{l_0^2}{216} \right) \cdot \left[\left(\frac{1}{r} \right)_{1-1} + 6 \cdot \left(\frac{1}{r} \right)_{4-4} + 12 \cdot \left(\frac{1}{r} \right)_{5-5} + 8 \cdot \left(\frac{1}{r} \right)_{7-7} \right];$$

где $\left(\frac{1}{r} \right)_{1-1}$, $\left(\frac{1}{r} \right)_{4-4}$, $\left(\frac{1}{r} \right)_{5-5}$ и $\left(\frac{1}{r} \right)_{7-7}$ - кривизны соответственно на опоре, на расстоянии $\frac{l}{6}$ от опоры, на расстоянии $\frac{l}{3}$ и в середине пролёта.

Сечение 7-7 – середина пролета.

Расстояние от нижней грани балки до центра тяжести e^z сечения

$$z_{c,red} = \frac{S_{c,red}}{A_{c,red}} = \frac{227\,811,10}{2\,831,44} = 80,46 \text{ см};$$

Расстояние от центра тяжести напрягаемой арматуры до центра тяжести приведенного сечения $Z_{cp,red} = Z_{c,red} - c_p = 80,46 - 9,8 = 70,66 \text{ см};$

Момент сопротивления приведенного сечения относительно нижней грани

$$W_{c,red} = \frac{J_{c,red}}{z_{c,red}} = \frac{6\,954\,142,52}{80,46} = 86\,429,81 \text{ см}^3;$$

Момент трещинообразования

$$M_{cr} = f_{ctm} \cdot W_c + r_{inf} \cdot P_{mi} \cdot \left(z_c + \frac{W_c}{A_c} \right) = 3,8 \cdot 10^6 \cdot 86\,429,81 \cdot 10^{-6} + 0,9 \cdot 751,30 \cdot 10^3 \times \\ \times \left(80,46 + \frac{86\,429,81}{2\,831,44} \right) \cdot 10^{-2} = 1018,88 \text{ кН} \cdot \text{м} < M_{sk,perm} = 1\,024,13 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

следовательно, от действия внешних воздействий в сечении образуются трещины.

Момент инерции сечения при отсутствии нормальных трещин в сечении

$$J_I = J_c = \sum J_{cl,red} + \sum J_{l,red} - A_{c,red} \cdot z_{c,red}^2 = 6\,954\,142,52 + 23\,194\,217,84 - \\ - 2\,831,44 \cdot 80,46^2 = 11\,818\,151,24 \text{ см}^4.$$

Таблица 6 – Геометрические характеристики сечения 7-7 (сечение без трещин)

№ п/п	Наименование элемента сечения	Площадь A_i , см ²	Расстояние a_i , см	Статический момент, см ³ $S_i = A_i \cdot a_i$	Расстояние до центра тяжести, см	$y_i = a_i - Z_c$, см	Собственный момент инерции J_i , см ⁴	$A_i \cdot y_i^2$, см ⁴	$S_i \cdot a_i$, см ⁴	Момент инерции $J_i + A_i \cdot y_i^2$, см ⁴
1	Свесы верхней полки	512,0	146,0	74 752,0		64,05	10 922,67	2 100 430,08	10 913 792,00	2 111 352,75
2	Вулы верхней полки	80,0	136,33	10 906,4		54,38	111,11	236 574,75	1 486 869,51	236 685,86
3	Стенка	1 752,0	77,0	134 904,0		4,95	2 074 757,33	42 928,38	10 387 608,00	2 117 685,71
4	Вулы нижней полки	57,0	20,0	1 140,00		61,95	114,00	218 754,74	22 800,0	218 868,74
5	Свесы нижней полки	342,0	9,0	3 078,00		72,95	9 234,00	1 820 022,26	27 702,0	1 829 256,26
Характеристики бетонного сечения		$A_c =$ = 2 743,0	-	$S_c =$ 224 780,4	$Z_c =$ 81,95	-	-	-	22 838 771,51	$I_c =$ = 6 513 849,32
6	Верхняя не-напрягаемая арматура	17,12*	143,0	2 448,16		62,54	-	66 960,63	350 086,88	66 960,63
7	Нижняя напрягаемая арматура	54,20*	9,8	531,16		70,66	-	270 611,69	5 205,37	270 611,69
8	Нижняя не-напрягаемая арматура	17,12*	3,0	51,36		77,46	-	102 720,88	154,08	102 720,88
Характеристики приведенного сечения		$A_{c,red} =$ = 2 831,44	-	$S_{c,red} =$ = 226 811,1	$Z_{c,red} =$ 80,46	-	-	-	$\sum I_{c,red} =$ = 23 194 217,84	$I_{c,red} =$ = 6 954 142,52

*Характеристики даны для приведенного сечения по бетону, т.е. с коэффициентами приведения α_n , α_{sp} .

Для определения геометрических характеристик сечения балки с трещинами в растянутой зоне определяем высоту сжатой зоны сечения из условия равенства статических моментов сжатой и растянутой зон относительно нейтральной оси. Если предположить, что нейтральная ось находится в полке, то условие равенства статических моментов имеет вид

$$\frac{b \cdot x_{II}^2}{2} + a_p \cdot A_{sc} \cdot (x_{II} - c_1) - a_p \cdot A_{sp} \cdot (d - x_{II}) = 0;$$

$$\frac{40 \cdot x_{II}^2}{2} + 12,88 \cdot 3,08 \cdot (x_{II} - 3) - 12,56 \cdot 10 \cdot (149,0 - x_{II}) = 0.$$

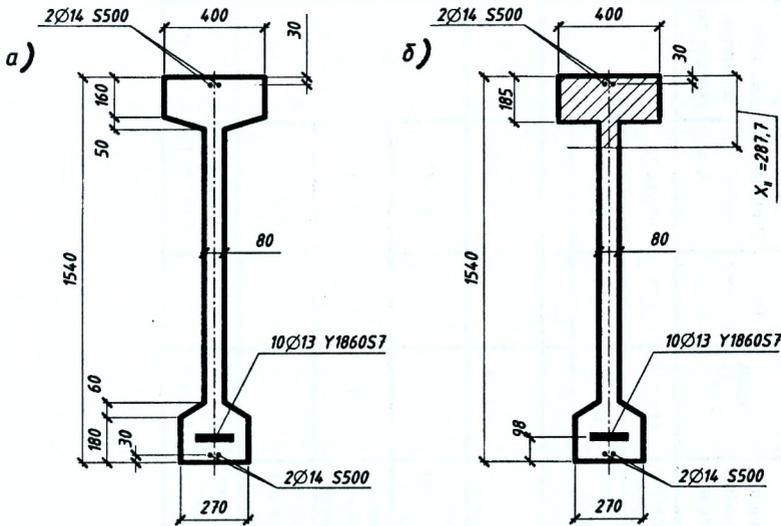
После упрощения и решения равенства, получим $x_{II} = 26,83 \text{ см} > h' = 18,5 \text{ см}$ – нейтральная ось выходит за пределы ребра.

В случае, когда нейтральная ось выходит за пределы полки, условие равновесия статических моментов имеет вид:

$$b \cdot h' \cdot \left(x_{II} - \frac{h'}{2} \right) + b_w \cdot \frac{x_{II} - h'}{2} + a_s \cdot A_{sc} \cdot (x_{II} - c_1) - a_{sp} \cdot A_{sp} \cdot (d - x_{II}) = 0$$

$$40 \cdot 18,5 \cdot \left(x_{II} - \frac{18,5}{2} \right) + 8 \cdot \frac{x_{II} - 18,5}{2} + 12,88 \cdot 3,08 \cdot (x_{II} - 3) - 12,56 \cdot 10 \cdot (149,0 - x_{II}) = 0$$

После упрощения и решения равенства, получим $x_{II} = 28,77 \text{ см}$.



а) сечение без трещин;
б) сечение при наличии трещин

Рисунок 23 – Сечение балки в середине пролета (сечение 7-7)

Таблица 7 – Геометрические характеристики сечения 7-7 (сечение при наличии трещин)

№ п/п	Наименование элемента сечения	Площадь A_i , см ²	Расстояние a_i , см	Статический момент, см ³ $S_i = A_i a_i$	Расстояние до центра тяжести, см	$y_i = a_i - Z_c$, см	Собственный момент инерции J_i , см ⁴	$A_i \cdot y_i^2$, см ⁴	$S_i a_i$, см ⁴	Момент инерции $J_i + A_i \cdot y_i^2$, см ⁴
1	Свесы верхней полки	512,0	20,77	10 634,24		2,73	10 922,67	3 815,88	220 873,16	14 738,55
2	Вуглы верхней полки	80,0	11,10	888,00		6,94	111,11	3 853,09	9 856,80	3 964,20
3	Стенка	230,16	14,39	3 312,00		3,65	15 875,53	3 066,31	47 659,71	18 941,84
Характеристики бетонного сечения		$\sum A_c = 822,16$	-	$S_c = 14 831,24$	$Z_c = 18,04$	-	-	-	$I_c = 37 644,59$	278 389,68
4	Верхняя ненапрягаемая арматура	17,12*	25,77	441,18		8,08	-	1 117,70	11 369,27	1 117,70
5	Нижняя напрягаемая арматура	54,20*	11,54	625,47		6,15	-	2 049,98	7 217,90	2 049,98
6	Нижняя ненапрягаемая арматура	17,12	12,22	209,21		5,47	-	512,25	2 556,50	512,25
Характеристики приведенного сечения		$\sum A_{c,red} = 910,6$	-	$S_{c,red} = 16 110,1$	$Z_{c,red} = 17,69$	-	-	-	$\sum I_{ci,red} = 41 321,52$	$I_{L,red} = 299 533,35$

* Характеристики даны для приведенного сечения по бетону, т.е. с коэффициентами приведения α_s , α_{sp} .

Расстояние от нижней грани балки до центра тяжести приведенного сечения

$$z_{c,red} = \frac{S_{c,red}}{A_{c,red}} = \frac{16\,110,10}{910,60} = 17,69 \text{ см};$$

Момент инерции сечения при наличии нормальных трещин в сечении

$$J_{II} = J_{c,red} = \sum J_{ci,red} + \sum J_{I,red} - A_{c,red} \cdot z_{c,red}^2 = 41\,321,52 + 299\,533,35 - 910,60 \cdot 17,69^2 = 55\,895,3 \text{ см}^4.$$

Эффективный модуль упругости

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \Phi(\infty, t_0)} = 15,52 \cdot 10^3 \text{ МПа}, \text{ (см. п. 4.6.10)}$$

Изгибная жесткость балки при наличии трещин

$$B(\infty, t_0) = \frac{E_{c,eff} \cdot J_{II}}{1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s}\right)^2 \cdot \left(1 - \frac{I_{II}}{I_I}\right)} = \frac{15,52 \cdot 10^3 \cdot 55\,895,3 \cdot 10^{-8}}{1 - 1 \cdot 0,5 \cdot \left(\frac{1\,018,88}{1\,024,13}\right)^2 \cdot \left(1 - \frac{84\,153,00}{11\,818\,151,24}\right)} = 170,8 \text{ МН} \cdot \text{м}^2 = 170,8 \cdot 10^3 \text{ кН} \cdot \text{м}^2,$$

где, вместо отношения σ_{sr}/σ_s допускается принимать $M_{cr}/M_{sk,perm}$.

Усилия предварительного обжатия при нижнем уровне его обжатия

$$N_{pd} = r_{inf} \cdot P_{mi} = 0,9 \cdot 751,30 = 676,17 \text{ кН}.$$

Кривизна балки в сечении 7-7

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{7-7} = \frac{M_{sk,perm}}{B_{(\infty, t_0)}} - \frac{N_{pd} \cdot z_{cp}}{B_{(-, t_0)}} = \frac{1\,024,13 \cdot 10^3}{170,8 \cdot 10^3} - \frac{676,17 \cdot 70,66 \cdot 10^{-2}}{170,8 \cdot 10^3} = 32,0 \cdot 10^{-4} \text{ м}^{-1}.$$

Для определения кривизны балки по всей длине при практически постоянном сочетании нагрузок рассматриваем геометрические характеристики сечений 5-5, 4-4 и 1-1.

Сечение 5-5 – на расстоянии 1/3 пролета (см. рисунок 24).

Расстояние от нижней грани балки до центра тяжести её сечения

$$z_{c,red} = \frac{S_{c,red}}{A_{c,red}} = \frac{145\,512,74}{2\,113,84} = 68,84 \text{ см};$$

Расстояние от центра тяжести напрягаемой арматуры до центра тяжести сечения балки: $z_{cp,red} = z_{c,red} - e_p = 68,84 - 9,8 = 59,04 \text{ см}.$

Момент сопротивления приведенного сечения относительно нижней грани

$$W_{c,red} = \frac{J_{c,red}}{z_{c,red}} = \frac{4\,769\,861,07}{68,84} = 69\,289,09 \text{ см}^3 = 69\,289,09 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3;$$

Таблица 7 – Геометрические характеристики сечения 5-5

№ п/п	Наименование элемента сечения	Площадь A_i , см ²	Расстояние a_i , см	Статический момент, см ³ $S_i = A_i a_i$	Расстояние до центра тяжести, см	$y_i = a_i - Z_c$, см	Собственный момент инерции J_i , см ⁴	$A_i \cdot y_i^2$, см ⁴	$S_i a_i$, см ⁴	Момент инерции $J_i + A_i \cdot y_i^2$, см ⁴
1	Свесы верхней полки	512,00	121,30	62 105,60		50,81	10 922,67	1 321 807,92	7 533 409,28	1 332 730,59
2	Вулы верхней полки	80,00	119,63	9 570,40		49,14	111,11	193 179,17	1 144 906,95	193 290,28
3	Стенка	1034,40	64,65	66 873,96		5,84	1 441 133,84	35 278,83	4 323 401,51	1 476 412,67
4	Вулы нижней полки	57,00	20,00	1 140,00		50,49	114,00	145 306,69	22 800,00	145 420,69
5	Свесы нижней полки	342,00	9,00	3 078,00		61,49	9 234,00	1 293 108,87	27 702,00	1 302 342,87
Характеристики бетонного сечения		$\sum A_c = 2 025,40$	-	$S_c = 1 = 42 767,96$	$Z_c = 70,49$			-	13 052 219,75	$I_c = 4 450 197,10$
6	Верхняя ненапрягаемая арматура	17,12*	126,30	2 162,26		557,46	-	4 450 197,10	273 092,93	4 450 197,10
7	Нижняя напрягаемая арматура	54,20*	9,80	531,16		559,04	-	56 524,28	5 205,37	56 524,28
8	Нижняя ненапрягаемая арматура	17,12*	3,00	51,36		665,84	-	188 926,11	154,08	188 926,11
Характеристики приведенного сечения		$\sum A_{c,red} = 2 113,84$	-	$S_{c,red} = 145 512,74$	$Z_{c,red} = 68,84$	-	-	-	$\sum I_{c,red} = 13 330 672,13$	$I_{red} = 4 769 861,07$

* Характеристики даны для приведенного сечения по бетону, т.е. с коэффициентами приведения α_s , α_{sp} .

Определяем момент трещинообразования

$$M_{cr} = f_{ctm} \cdot W_{c,red} + r_{inf} \cdot P_{mt} \cdot \left(z_{c,red} + \frac{W_{c,red}}{A_{c,red}} \right) = 3,8 \cdot 10^6 \cdot 69 \cdot 289,09 \cdot 10^{-6} + 0,9 \cdot 751,30 \cdot 10^3 \times \\ \times \left(68,84 + \frac{69 \cdot 289,09}{2 \cdot 113,84} \right) \cdot 10^{-2} = 950,41 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_{sk,perm} = 910,47 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

следовательно, в сечении, трещины не образуются.

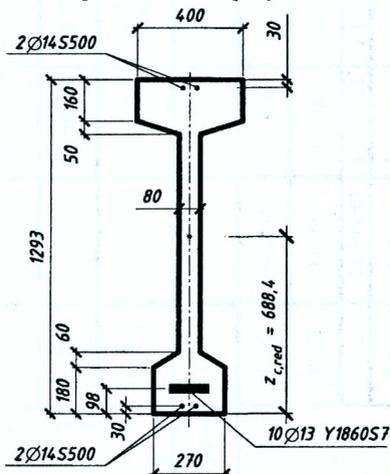


Рисунок 24– Сечение балки 5-5

Момент инерции сечения

$$J_I = J_{c,red} = \sum J_{cl,red} + \sum J_{l,red} - A_{c,red} \cdot z_{c,red}^2 = 4 \cdot 769 \cdot 861,07 + 13 \cdot 330 \cdot 672,13 - \\ - 2 \cdot 113,84 \cdot 68,84^2 = 80,83 \cdot 10^5 \text{ см}^4 = 80,83 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4.$$

Изгибная жесткость сечения балки

$$B_{0,eff} = E_{c,eff} \cdot J_I = 15,52 \cdot 10^3 \cdot 80,83 \cdot 10^{-3} = 1 \cdot 254,28 \text{ МН} \cdot \text{м}^2 = 1 \cdot 254,28 \cdot 10^3 \text{ кН} \cdot \text{м}^2.$$

Кривизна балки в сечении 5-5

$$\left(\frac{1}{r} \right)_{5-5} = \frac{M_{sk,perm}}{B_{(m; \sigma_0)}} \cdot \frac{N_{pd} \cdot Z_{cp}}{B_{(m; \sigma_0)}} = \frac{910,47}{1 \cdot 254,28 \cdot 10^3} \cdot \frac{676,17 \cdot 59,04 \cdot 10^{-2}}{1 \cdot 254,28 \cdot 10^3} = 4,076 \cdot 10^{-4} \text{ м}^{-1}.$$

Сечение 4-4 – 1/6 пролета (см. рисунок 25)

Расстояние от нижней грани балки до центра тяжести приведенного сечения

$$z_{c,red} = \frac{S_{c,red}}{A_{c,red}} = \frac{128 \cdot 973,60}{2 \cdot 337,04} = 55,19 \text{ см},$$

Расстояние от центра тяжести напрягаемой арматуры до центра тяжести сечения балки $z_{cp} = z_c - c_p = 55,19 - 9,8 = 45,39 \text{ см}$.

Таблица 9 – Геометрические характеристики сечения 4-4

№ п/п	Наименование элемента сечения	Площадь A_i , см ²	Расстояние a_i , см	Статический момент, см ³ $S_i = A_i a_i$	Расстояние до центра тяжести, см	$y_i = a_i - Z_c$, см	Собственный момент инерции J_i , см ⁴	$A_i \cdot y_i^2$, см ⁴	$S_i a_i$, см ⁴	Момент инерции $J_i + A_i \cdot y_i^2$, см ⁴
1	Свесы верхней полки	512,00	96,8	49 561,6		40,48	10 922,67	10 922,67	4 797 562,88	838 978,76
2	Вулы верхней полки	80,00	87,13	6 970,4		30,81	111,11	111,11	607 330,95	75 940,49
3	Стенка	1257,6	52,4	65 898,24		3,92	767 348,40	19 324,78	3 453 067,78	786 673,18
4	Вулы нижней полки	57,00	20	1140		36,32	114,00	114,00	22 800,00	75 191,12
5	Свесы нижней полки	342,00	9	3078		47,32	9 234,00	9 234,00	27 702,00	765 800,38
Характеристики бетонного сечения		$\sum A_c = 2 248,6$	-	$S_c = 126 648,2$	$Z_c = 56,32$			-	8 908 463,61	$I_c = 2 562 965,72$
6	Верхняя ненапрягаемая арматура	17,12*	101,8	1 742,82		46,61	-	37 193,06	177 418,67	37 193,06
7	Нижняя напрягаемая арматура	54,20*	9,8	531,16		45,39	-	111 665,66	5 205,37	111 665,66
8	Нижняя ненапрягаемая арматура	17,12*	3	51,36		52,19	-	46 631,39	154,08	46 631,39
Характеристики приведенного сечения		$\sum A_{c,red} = 2 337,04$	-	$S_{c,red} = 128 973,6$	$Z_{c,red} = 55,19$			-	$\sum I_{c,red} = 9 091 241,72$	$I_{red} = 2 758 455,83$

88

* Характеристики даны для приведенного сечения по бетону, т.е. с коэффициентами приведения α_s , α_{sp} .

Момент сопротивления приведенного сечения относительно нижней грани

$$W_{c,red} = \frac{J_{c,red}}{z_{c,red}} = \frac{2\,758\,455,83}{55,19} = 49\,981,08 \text{ см}^3 = 49\,981,08 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3;$$

Момент трещинообразования

$$M_{cr} = f_{ctm} \cdot W_{c,red} + r_{inf} \cdot P_{nl} \cdot \left(z_{c,red} + \frac{W_{c,red}}{A_{c,red}} \right) = 3,8 \cdot 10^6 \cdot 49\,981,08 \cdot 10^{-6} + 0,9 \cdot 751,30 \cdot 10^3 \times$$

$$\times \left(55,19 + \frac{49\,981,08}{2\,337,04} \right) \cdot 10^{-2} = 707,72 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_{sk,perm} = 568,70 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

следовательно, трещины в сечении не образуются.

Момент инерции сечения

$$J_I = J_{c,red} = \sum J_{cl,red} + \sum J_{l,red} - A_{c,red} \cdot z_{c,red}^2 = 2\,758\,455,83 + 9\,091\,241,72 - 2\,337,04 \cdot 55,19^2 = 47,31 \cdot 10^5 \text{ см}^4 = 47,31 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4.$$

Изгибная жесткость балки

$$B_{0,eff} = E_{c,eff} \cdot J_I = 15,52 \cdot 10^3 \cdot 47,31 \cdot 10^{-3} = 734,16 \text{ МН} \cdot \text{м}^2 = 734,16 \cdot 10^3 \text{ кН} \cdot \text{м}^2.$$

Кривизна балки в сечении 4-4

$$\left(\frac{1}{r} \right)_{4-4} = \frac{M_{sk,perm}}{B_{(m,t_0)}} = \frac{N_{pd} \cdot Z_{cp}}{B_{(m,t_0)}} = \frac{568,7}{734,16 \cdot 10^3} = \frac{676,17 \cdot 45,39 \cdot 10^{-2}}{734,16 \cdot 10^3} = 3,566 \cdot 10^{-4} \text{ м}^{-1}.$$

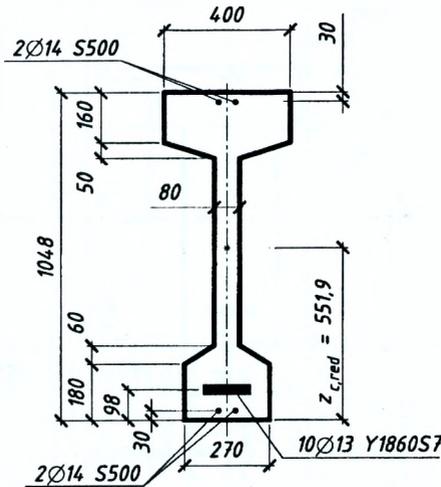


Рисунок 25 – Расчётное сечение балки (сечение 4-4)

Сечение 1-1 – на опоре (см. рисунок 26 и таблица 10).

Расстояние от нижней грани балки до центра тяжести приведенного сечения

$$z_{c,red} = \frac{S_{c,red}}{A_{c,red}} = \frac{103\,158,37}{2\,461,94} = 41,90 \text{ см};$$

Расстояние от центра тяжести напрягаемой арматуры до центра тяжести сечения балки

$$z_{cp,red} = z_{c,red} - c_{p,red} = 41,90 - 9,8 = 32,10 \text{ см}.$$

Момент сопротивления приведенного сечения относительно нижней грани

$$W_{c,red} = \frac{J_{c,red}}{z_{c,red}} = \frac{1\,426\,954,26}{41,90} = 34\,056,19 \text{ см}^3;$$

Момент трещинообразования

$$M_{cr} = f_{ctm} \cdot W_{c,red} + r_{inf} \cdot P_{nu} \cdot \left(z_{c,red} + \frac{W_{c,red}}{A_{c,red}} \right) = 3,8 \cdot 10^3 \cdot 34\,056,2 \cdot 10^{-6} + 0,9 \cdot 751,30 \times$$

$$\times \left(41,90 + \frac{34\,056,19}{2\,461,94} \right) \cdot 10^{-2} = 506,26 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_{sd,perm} = 0, \text{ следовательно}$$

трещины не образуются.

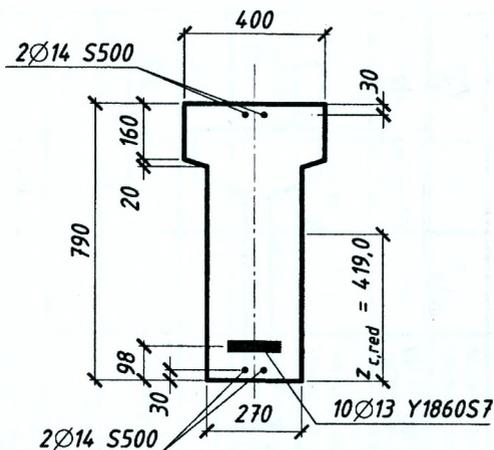


Рисунок 26 – Сечение балки 1-1

Таблица 10 – Геометрические характеристики сечения 1-1

№ п/п	Наименование элемента сечения	Площадь A_i , см ²	Расстояние a_i , см	Статический момент, см ³ $S_i = A_i a_i$	Расстояние до центра тяжести, см	$y_i = a_i - Z_c$, см	Собственный момент инерции J_i , см ⁴	$A_i \cdot y_i^2$, см ⁴	$S_i a_i$, см ⁴	Момент инерции $J_i + A_i \cdot y_i^2$ см ⁴
1	Свесы верхней полки	208,00	71,00	14 768,00		228,33	4 437,33	166 938,49	1 048 528,00	1 171 375,82
2	Вуфы верхней полки	32,50	69,33	2 253,23		226,66	45,14	23 099,56	156 216,09	23 144,70
3	Стенка	2133,00	39,50	84253,50		33,17	1 109 337,75	21 434,30	3 328 013,25	1 130 772,05
Характеристики бетонного сечения		$\sum A_c =$ = 2 373,5	-	$S_c =$ = 101 274,73	$Z_c = 42,67$			-	4 532 757,34	$I_c =$ = 1 325 292,57
4	Верхняя ненапрягаемая арматура	17,12*	76,00	1 301,12		334,10	-	19 907,31	98 885,12	19 907,31
5	Нижняя напрягаемая арматура	54,20*	9,80	531,16		332,10	-	55 848,22	5 205,37	55 848,22
6	Нижняя ненапрягаемая арматура	17,12	3,00	51,36		338,90	-	25 906,16	154,08	25 906,16
Характеристики приведенного сечения		$\sum A_{c,red} =$ = 2 461,94	-	$S_{c,red} =$ = 103 158,37	$Z_{c,red} =$ = 41,90			-	$\sum I_{oi,red} =$ = 4 637 001,91	$I_{l,red} =$ = 1 426 954,26

91

* Характеристики даны для приведенного сечения по бетону, т.е. с коэффициентами приведения α_s , α_{sp} .

Момент инерции сечения:

$$J_I = J_{c,red} = \sum J_{ci,red} + \sum J_{i,red} - A_{c,red} \cdot z_{c,red}^2 = 1\,426\,954,26 + 4\,637\,001,91 - 2\,461,94 \cdot 41,90^2 = 17,42 \cdot 10^5 \text{ см}^4 = 17,42 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4.$$

Изгибная жесткость балки:

$$B_{0,eff} = E_{c,eff} \cdot J_I = 15,52 \cdot 10^3 \cdot 17,42 \cdot 10^{-3} = 270,27 \text{ МН} \cdot \text{м}^2 \cdot 270,27 \cdot 10^3 \text{ кН} \cdot \text{м}^2.$$

Кривизна балки в сечении 1-1:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{1-1} = \frac{M_{sk,perm}}{B_{(\infty,t_0)}} - \frac{N_{pd} \cdot Z_{cp}}{B_{(\infty,t_0)}} = \frac{0}{270,27 \cdot 10^3} - \frac{676,17 \cdot 32,10 \cdot 10^{-2}}{270,27 \cdot 10^3} = -8,03 \cdot 10^{-4} \text{ м}^{-1}.$$

Прогиб балки по всей длине пролёта:

$$f_M = \left(\frac{l_0^2}{216}\right) \cdot \left[\left(\frac{1}{r}\right)_{1-1} + 6 \cdot \left(\frac{1}{r}\right)_{4-4} + 12 \cdot \left(\frac{1}{r}\right)_{5-5} + 8 \cdot \left(\frac{1}{r}\right)_{7-7}\right] = \left(\frac{17,65^2}{216}\right) \times \\ \times [-8,03 \cdot 10^{-4} + 6 \cdot 3,57 \cdot 10^{-4} + 12 \cdot 4,076 \cdot 10^{-4} + 8 \cdot 32,0 \cdot 10^{-4}] = 459,2 \cdot 10^{-4} \text{ м} = 46 \text{ мм}.$$

$$\text{Допустимый прогиб: } a_{lim} = \frac{1}{300} \cdot l_{eff} = \frac{1}{300} \cdot 17\,650 = 58,8 \text{ мм} > 46,0 \text{ мм}.$$

Прогиб балки в середине пролёта не превышает допустимый.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Проектирование железобетонных конструкций: ТКП EN 1992-1-1-2009 (02250). Еврокод 2. – Минск: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2010. – Ч. 1-1: Общие правила и правила для зданий.
2. Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 503.01–02. – С изменениями № 1, 2, 3, 4, 5 – Мн.: Стройтехнорм, 2002. – 274 с.
3. Воздействия на конструкции: ТКП EN 1991-1-3-2009 (02250). Еврокод 1. – Минск: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2009. – Ч. 1-3: Общие воздействия. Снеговые нагрузки.
4. Воздействия на конструкции: ТКП EN 1991-1-4-2009 (02250). Еврокод 1. – Минск: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2009. – Ч. 1-4: Общие воздействия. Ветровые нагрузки.
5. СНиП 2.01.07-85: Нагрузки и воздействия. – М.:1987. – 36 с.
6. Железобетонные конструкции. Основы теории расчета и конструирования // Учебное пособие для студентов строительной специальности. Под редакцией профессора Т.М.Петцольда и профессора В.В.Тура. – Брест, БГТУ, 2003. – 380с. с илл.
7. *Байков, В.Н. Железобетонные конструкции: Общий курс / В.Н. Байков, Э.Е. Сигалов. – М.: Стройиздат, 1991. – 767 с.
8. Конструкции промышленных зданий / под общ. ред. А.Н. Попова: Учеб. пособие: – М.: «Архитектура-С», 2007. – 170 с.
9. Общесоюзный каталог типовых конструкций и изделий. Железобетонные конструкции и изделия одноэтажных зданий промышленных предприятий: сборник 3.01.П-1.90: в 3-х т. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1991.
10. *Железобетонные стропильные решетчатые балки для покрытий одноэтажных зданий: серия 1.462.1-3/89.. – М.: Госстройиздат, 1989. – 58 с.
11. *Балки стропильные железобетонные двутавровые пролетом 18 м для покрытий одноэтажных зданий промышленных предприятий: серия 1.462.1-16/88 – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 46 с.
12. Плиты покрытия железобетонные ребристые размером 3x12 м, для одноэтажных зданий: серия 1.465.1-3/80 – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1980. – 121 с.
13. *Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84) М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989 – 193 с.
14. *Пособие по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов (к СНиП 2.03.01-84) ч.1 и ч.2 – М.: ЦИТП СССР, 1988. 334с.
15. *Проектирование железобетонных конструкций: Справочное пособие. Под редакцией А.Б.Гольшева. – 2-е изд., перераб. и доп. – К.: Будивельник, 1990. -544с.

16. Проектирование несущих конструкций каркаса одноэтажного производственного здания: Методическое пособие к выполнению 2-го курсового проекта по курсу «Железобетонные конструкции» специальности 1-70 02 01 дневной и заочной форм обучения / В.Н. Малиновский, Н.Н. Шалобыта, П.В. Кривицкий. УО «БрГТУ». – Брест, 2013. – 144 с.

17. СТБ ргEN 10138-2-2009. Напрягаемая арматура. Часть 2. Проволока. – Мн.: Стройтехнорм, 2009. – 10 с.

18. СТБ EN 10138-3-2009. Арматура напрягаемая канатная для железобетонных конструкций». – Мн.: Стройтехнорм, 2009. – 10 с.

19. СТБ П ргEN 10138-4-2012. Арматура напрягаемая для железобетонных конструкций. Часть 4. Стержневая арматура. – Мн.: Стройтехнорм, 2012. – 10 с.

20. Плиты покрытия железобетонные ребристые размером 3х6 м, для одноэтажных зданий: серия 1.465.1-17/90 – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1990. – 119 с.

**** При использовании источников учесть изменения в нормах проектирования бетонных и железобетонных конструкций.***

ПРИЛОЖЕНИЯ

Приложение 1

Таблица 1-1 – Нормативное значение веса снегового покрова S_k по [3] для районов Республики Беларусь

Снеговой район	Города и другие населенные пункты, расположенные в соответствующих районах	S_k , кН/м ²
I	Брест, Дрогичин, Жабинка, Кобрин, Малорита и др.	1,2
II	Бобруйск, Василевичи, Вороново, Житковичи, Лида, Марына-Горка, Пинск, Речица, Светлогорск и др.	1,4
III	Барановчи, Борисов, Воложин, Высокое, Гомель, Гродно, Костюковичи, Лепель, Минск, Могилев, Новогрудок и др.	1,6
IV	Витебск, Горки, Дубровно, Лынтупы, Орша, Сенно и др.	1,8

Таблица 1-2 – Нормативное значение веса снегового покрова S_k по [5] для районов Российской Федерации

Снеговой район	Города и другие населенные пункты, расположенные в соответствующих районах	S_k , кН/м ²
I	Астрахань, Чита, Ростов-на-Дону и др.	0,5
II	Белгород, Владивосток, Омск, Иркутск, Хабаровск и др.	0,7
III	Братск, Воронеж, Диксон, Курск, Москва, Певек, Пенза, Саратов, Тамбов, Тюмень, Челябинск, Ярославль, Санкт-Петербург, Рязань и др.	1,0
IV	Анадырь, Архангельск, Казань, Кострома, Красноярск, Магадан, Мурманск, Новосибирск, Петрозаводск, Сургут, Томск, Уфа, Нижний Новгород и др.	1,5
V	Дудинск, Игарка, Николаевск-на-Амуре, Пермь, Туруханск, Уренгой, Южно-Сахалинск и др.	2,0
VI	Ключи, Оха, Петропаловск-Камчатский, Усть-Камчатск и др.	2,5

Таблица 1-3 – Нормативное значение веса снегового покрова S_k по [16] для районов Украины

Снеговой район	Города и другие населенные пункты, расположенные в соответствующих районах	S_k , кН/м ²
I	Каховка, Херсон, Цюрупинск и др.	0,8
II	Болград, Николаев, Одесса и др.	1,0
III	Ковель, Вознесенск, Запорожье, Южноукраинск и др.	1,2
IV	Винница, Днепропетровск, Кировоград, Луганск, Луцк, Львов, Тернополь, Хмельницкий, Черновцы и др.	1,4
V	Киев, Харьков, Полтава, Донецк, Черкассы, Житомир и др.	1,6
VI	Десна, Сумы, Чернигов и др.	1,8

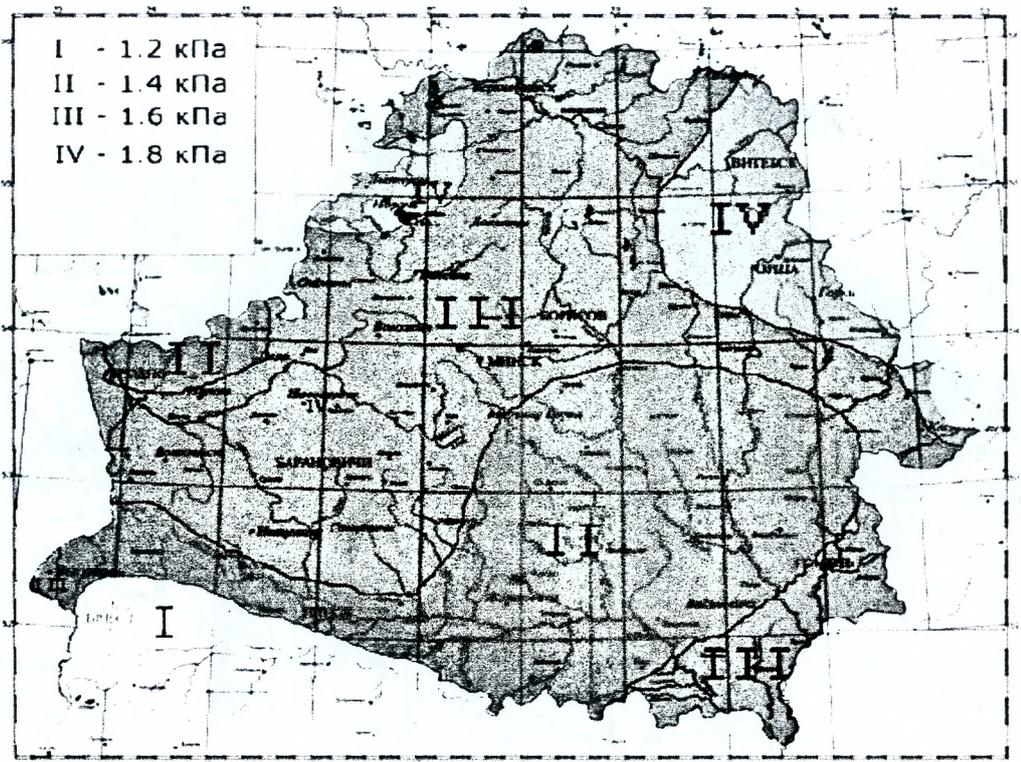
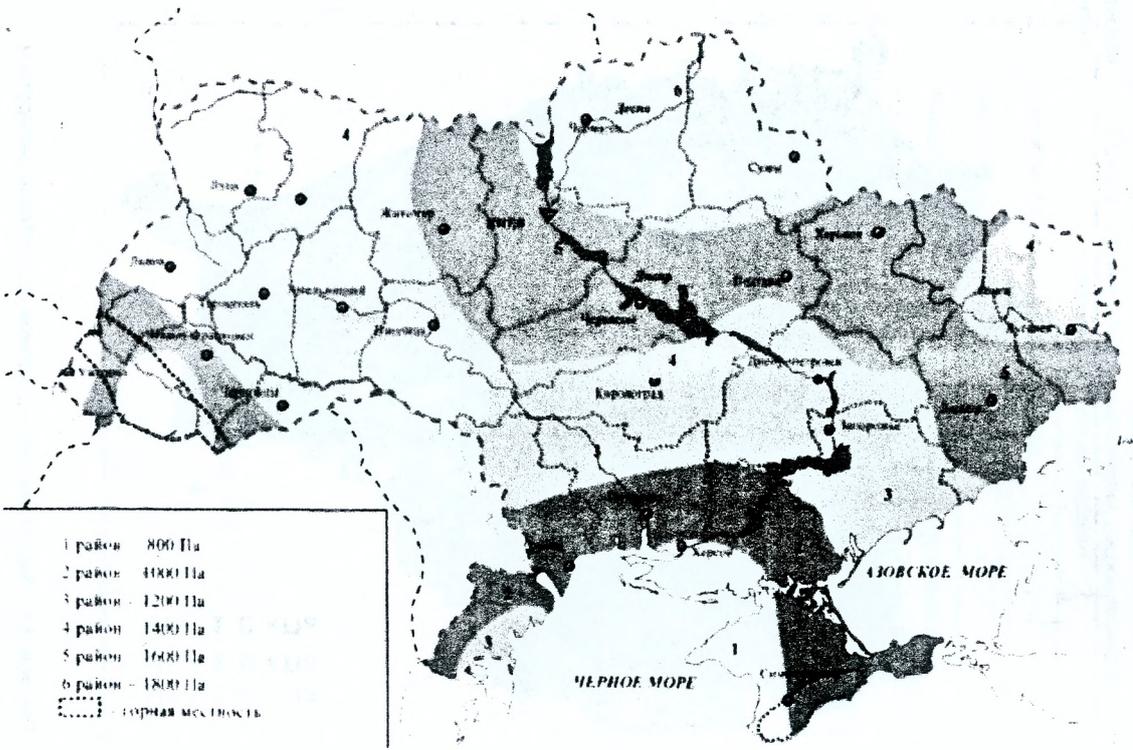


Рисунок 1.1 – Карта снеговых районов Республики Беларусь и соответствующие характеристические значения снеговых нагрузок на грунт (период повторяемости — 50 лет) [3]

Рисунок 1.2 – Карта районирования территории Украины по характеристическим значениям веса снегового покрова [16]



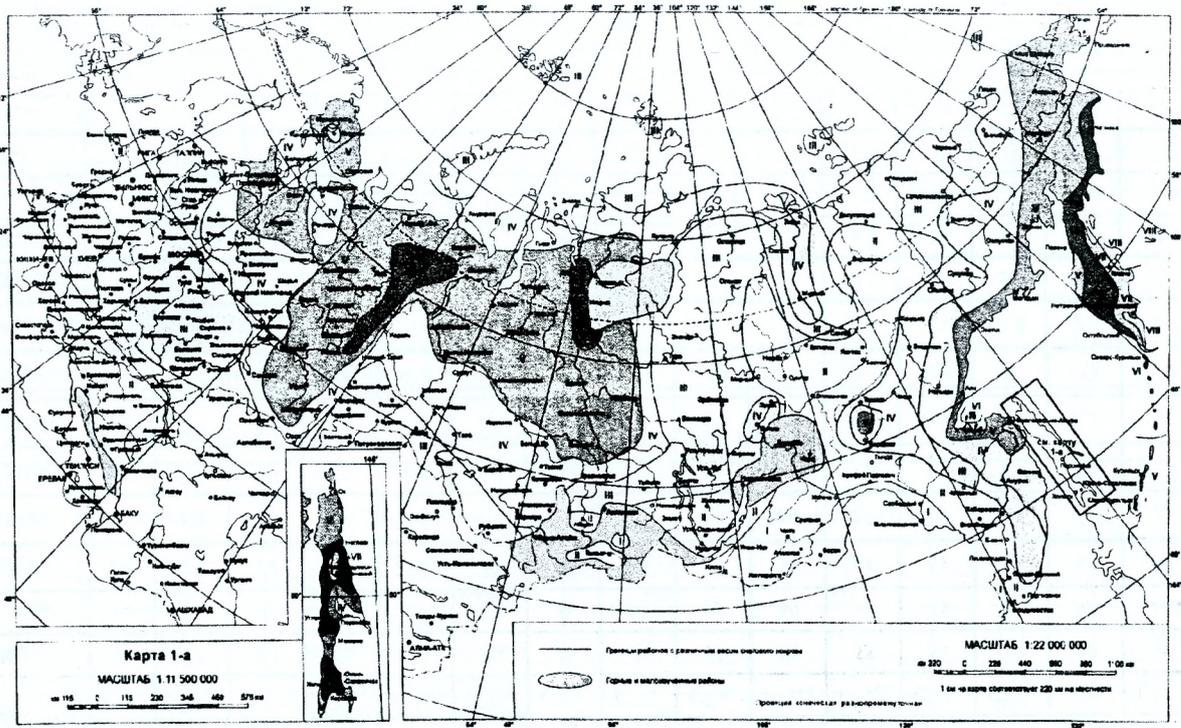


Рисунок 1.3 – Карта районирования территории РФ по виду снежного покрова [5]

Приложение 2

Таблица 2-1 – Прочностные и деформационные характеристики тяжелых и мелкозернистых бетонов

Характеристики	Классы бетона по прочности на сжатие														
	C ⁸ /10	C ¹² /15	C ¹⁶ /20	C ²⁰ /25	C ²⁵ /30	C ³⁰ /37	C ³⁵ /45	C ⁴⁰ /50	C ⁴⁵ /55	C ⁵⁰ /60	C ⁵⁵ /67	C ⁶⁰ /75	C ⁷⁰ /85	C ⁸⁰ /95	C ⁹⁰ /105
f_{ck} (МПа)	8	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90
$f_{c,cube}^G$ (МПа)	10	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105
f_{cm} (МПа)	16	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98
f_{ctm} (МПа)	1,2	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0
$f_{ctk;0,05}$ (МПа)	0,84	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5
$f_{ctk;0,95}$ (МПа)	1,56	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6
ϵ_{c1} (‰)	-1,7	-1,8	-1,9	-2,0	-2,1	-2,2	-2,25	-2,3	-2,4	-2,45	-2,5	-2,6	-2,7	-2,8	-2,8
ϵ_{cu1} (‰)	-3,5										-3,2	-3,0	-2,8	-2,8	-2,8
ϵ_{c2} (‰)	-2,0										-2,2	-2,3	-2,4	-2,5	-2,6
ϵ_{cu2} (‰)	-3,5										-3,1	-2,9	-2,7	-2,6	-2,6
n	2,0										1,75	1,60	1,45	1,40	1,40
ϵ_{c3} (‰)	-1,75										-1,8	-1,9	-2,0	-2,2	-2,3
ϵ_{cu3} (‰)	-3,5										-3,1	-2,9	-2,7	-2,6	-2,6

Примечание:

для мелкозернистых бетонов, приготовленных с применением песков, имеющих модуль крупности $M_k = 2,0$ и менее (группа Б), значения прочностных характеристик из табл. 2-1 f_{ctm} , $f_{ctk;0,05}$, $f_{ctk;0,95}$ следует умножать на поправочный коэффициент $k_f = 0,65 + 6 \cdot 10^{-3} f_{c,cube}^G$

Таблица 2-2 – Модуль упругости тяжелых и мелкозернистых бетонов

Марка бетонной смеси по удобоукладываемости	Средний модуль упругости бетона E_{cm} (ГПа) классов:														
	C ⁸ /10	C ¹² /15	C ¹⁶ /20	C ²⁰ /25	C ²⁵ /30	C ³⁰ /37	C ³⁵ /45	C ⁴⁰ /50	C ⁴⁵ /55	C ⁵⁰ /60	C ⁵⁵ /67	C ⁶⁰ /75	C ⁷⁰ /85	C ⁸⁰ /95	C ⁹⁰ /105
Ж3..Ж4 СЖ1..СЖ3	–	–	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	49	50	52
Ж1..Ж2	–	31	35	37	38	40	41	42	43	44	45	46	47	49	51
П1..П2	24	27	31	32	35	37	38	39	40	41	42	43	45	46	48
П3..П5	21	24	28	29	32	33	35	37	38	39	–	–	–	–	–
П5-П1..П15-П15	19	22	25	26	28	29	32	35	–	–	–	–	–	–	–

Примечания:
 1. При назначении модуля упругости бетона марка бетонной смеси по удобоукладываемости принимается в соответствии с рекомендациями СНиП 3.09.01 с учетом СТБ 1035.
 2. Значения модуля упругости приведены для бетонов естественного твердения. Для бетонов, подвергнутых тепловой обработке, приведенные значения следует умножать на коэффициент 0,9.

101

Таблица 2-3 – Нормативные и расчетные сопротивления ненапрягаемой арматуры, МПа

Класс арматуры	Номинальный диаметр	Вид поверхности	Нормативное сопротивление f_{ik} , МПа	Расчетное сопротивление f_{sd} , МПа	Расчетное сопротивление поперечной арматуры f_{swd} , МПа	
S240**	5,5–40	Гладкая	240	218	174	157*
S400**	6–40	Периодического профиля	400	367	290	263*
S500**	4–5	Гладкая и периодического профиля	500	417	333	300*
	6–22	Периодического профиля	500	435	348	313*
S500**	25–40	Периодического профиля	500	417	333	–

* Для случая применения в сварных каркасах
 ** Модуль упругости ненапрягаемой арматуры E_s следует принимать равным 200 000 МПа

Таблица 2-4 – Нормативные и расчетные сопротивления канатной арматуры, МПа [17]

Класс ^{с)}	Обозначение		Номинальное значение ^{а)}				Производное значение			
	Тип канатной арматуры	Марка стали	Диаметр d , мм	Временное сопротивление разрыву ^{б), в)} R_m , МПа	Площадь поперечного сечения ^{с)} S_0 , мм ²	Масса ^{с)} , г/м	Допустимое отклонение от номинальной массы, %	Разрывное усилие F_m , кН	Нормативное максимальное значение разрывного усилия $F_{m,max}$, кН	Нормативное значение усилия, соответствующего 0,1% удлинения ^{д)} , $F_{p0,1}$, кН
А	Y1960S3	1.1361	5,2	1960	13,6	106	±2	26,7	30,5	22,9
	Y1860S3	1.1360	6,5	1860	21,1	165		39,2	44,9	33,8
			6,8		23,4	183		43,5	49,8	37,4
			7,5		29,0	226		54,0	61,7	46,4
	Y1860S7	1.1366	7,0	1860	30	234		56	65	48
			9,0		50	390		93	106	80
			11,0		75	586		140	160	120
			12,5		93	726		173	198	149
	Y1770S7	1.1365	13,0	1770	100	781		186	213	160
			15,2		140	1095		248	282	213
			16,0		150	1170		265	302	228
	Y1860S7	1.1366	18,0	1860	200	1560		354	403	304
			12,7		1860	112		875	209	238
	Y1820S7G	1.1371	15,2	1820	165	1290		300	342	258
	Y1860S7	1.1366	15,2	1860	140	1095		260	298	224
	Y1860S7	1.1366	16,0	1860	150	1170		279	319	240
	Y1700S7G	1.1370	18,0	1700	223	1740		380	436	327

Продолжение таблицы 2-4

Класс ^{e)}	Обозначение		Номинальное значение ^{a)}				Производное значение			
	Тип канатной арматуры	Марка стали	Диаметр d , мм	Временное сопротивление разрыву ^{b), f)} R_m , МПа	Площадь поперечного сечения ^{c)} S_0 , мм ²	Масса ^{c)} , г/м	Допустимое отклонение от номинальной массы, %	Разрывное усилие F_m , кН	Нормативное максимальное значение разрывного усилия $F_{m,max}$, кН	Нормативное значение усилия, соответствующего 0,1% удлинения ^{d)} , $F_{p0,1}$, кН
B	Y2160S3		5,2	2160	13,6	106	±2	29,4	33,7	26,2
	Y2160S3		6,85	2160	28,2	220		60,9	69,7	54,2
	Y2060S3	1.1362	5,2	2060	13,6	106		28,0	32,1	24,1
	Y2060S7	1.1368	7,0	2060	30	234		62,0	71,0	53,0
	Y1960S3	1.1361	6,5	1960	21,1	165		41,4	47,3	35,6
	Y1960S7	1.1367	9,0	1960	50	390		98	112	84

a) Номинальное значение модуля упругости может быть принято равным 195 ГПа (кН/мм²).

b) Временное сопротивление разрыву, округленное до 10 МПа, рассчитано для номинальной площади поперечного сечения и производного нормативного максимального разрывного усилия.

c) Площадь поперечного сечения рассчитана для номинальной массы и плотности 7,81 кг/дм³.

d) Производное нормативное усилие, соответствующее 0,1% удлинения, составляет около 86% от производного нормативного максимального разрывного усилия.

e) Трехпроволочную и семипроволочную канатную арматуру диаметром 7 мм применяют, как правило, только в конструкциях со сцеплением с бетоном.

f) 1 МПа = 1 Н/мм².

Таблица 2-5 – Нормативные и расчетные сопротивления напрягаемой проволочной арматуры, МПа [17]

Обозначение стали		Номинальное значение ^{а)}			Установленное значение				
Название	Номер	Диаметр ^{б)}	Площадь сечения	Прочность при растяжении ^{в)}	Масса ^{г)}	Допустимое отклонение от номинальной массы	Нормативное значение максимального усилия	Максимальное значение максимального усилия	Нормативное значение для 0,1%-ного удлинения ^{д)}
		d мм	$S_{с,н}$ мм ²	R_m МПа	M г/м	%	F_m кН	$F_{m,макс}$ кН	$F_{р0,1}$ кН
Y1860C	1 1353	3,0	7,07	1860	56,2	± 2	13,1	15,0	11,3
		4,0	12,57		98,1		23,4	26,7	20,1
		5,0	19,63		153		36,5	41,8	31,4
Y1770C	1 1352	3,2	8,04	1770	62,5	± 2	14,2	16,2	12,2
		5,0	19,63		153		34,8	39,5	29,9
		6,0	28,27		221		50,0	56,9	43,0
Y1670C	1 1351	6,9	37,39	1670	292	± 2	62,4	71,0	53,7
		7,0	38,48		301		64,3	73,0	55,3
		7,5	44,18		345		73,8	83,8	63,4
		8,0	50,27		393		83,9	95,4	72,2
Y1570C	1 1350	9,4	69,4	1570	542	± 2	109	124	90,4
		9,5	70,88		554		111	126	92,4
		10,0	78,54		613		123	140	102

^{а)} Номинальное значение модуля упругости может быть принято равным 205 ГПа (кН/мм²).

^{б)} 1 МПа = 1 Н/мм².

^{в)} Номинальное значение прочности на растяжение, округленное до следующих 10 МПа, рассчитано из номинального диаметра и установленного нормативного максимального усилия.

^{г)} Номинальная масса рассчитана из площади поперечного сечения и плотности 7,81 кг/дм³.

^{д)} В проволоке диаметром свыше 8 мм установленное нормативное усилие для 0,1%-ного удлинения ($F_{р0,1}$) составляет около 83% от установленного нормативного максимального усилия. В проволоке диаметром до 8 мм соответствующее значение составляет около 86% от установленного нормативного максимального усилия.

^{е)} См. приложения А и В в части примечаний к «добровольным» классам.

Таблица 2-6 – Нормативные и расчетные сопротивления напрягаемой стержневой арматуры, МПа [18]

Обозначения		Конфигурация профиля ^{а)}	Номинальные значения ^{б)}				Производные значения			
Тип стержневой арматуры	Марка стали		Диаметр d , мм	Временное сопротивление разрыву R_m , МПа ^{в)}	Площадь поперечного сечения ^{г)} S_n , мм ²	Масса m , кг/м	Допустимое отклонение от номинальной массы, %	Разрывное усилие F_{br} , кН	Нормативное значение усилия, соответствующее 0,1 % удлинения ^{д)} $F_{0,1}$, кН	Максимальное значение разрывного усилия $F_{m,br}$, кН
Y1100H	1.1381	R	15	1100	177	1440	от -2 % до + 6 %	194	159	224
Y1100H	1.1381	R	20	1100	314	2560		346	283	397
Y1030H	1.1380	P	25,5	1030	511	4009		526	426	605
Y1030H	1.1380	P	26	1030	531	4168		547	443	629
Y1030H	1.1380	R	26,5	1030	552	4480		568	461	653
Y1030H	1.1380	P	27	1030	573	4495		590	478	678
Y1030H	1.1380	P	32	1030	804	6313		828	672	953
Y1030H	1.1380	R	32	1030	804	6530		828	672	953
Y1030H	1.1380	P	36	1030	1018	7990		1048	850	1206
Y1030H	1.1380	R	36	1030	1018	8270		1048	850	1206
Y1030H	1.1380	P	40	1030	1257	9865		1294	1049	1488
Y1030H	1.1380	R	40	1030	1257	10250		1294	1049	1488
Y1030H	1.1380	P	50	1030	1964	15386		2022	1640	2326
Y1230H	1.1382	P	26	1230	531	4168		653	573	730
Y1230H	1.1382	R	26,5	1230	552	4480		678	596	760
Y1230H	1.1382	P	32	1230	804	6313		989	869	1110
Y1230H	1.1382	R	32	1230	804	6530	989	869	1110	
Y1230H	1.1382	P	36	1230	1018	7990	1252	1099	1400	
Y1230H	1.1382	R	36	1230	1018	8270	1252	1099	1400	

^{а)} Номинальное значение модуля упругости может быть принято равным 205 ГПа (кН/мм²) для горячекатаных, а также для горячекатаных клепаных или отпущенных стержневой арматуры. Секундный модуль упругости арматуры между 5 % и 70 % производным значением разрывного усилия может быть принят равным 165 ГПа (кН/мм²) для горячекатаных и горячекатаных клепаных стержневой арматуры.

^{б)} Для стержневой арматуры с гладким профилем масса рассчитывается из номинальной площади поперечного сечения и плотности равной 7,85 кг/дм³.

^{в)} Масса стержневой арматуры с ребристым профилем может варьироваться в зависимости от формы ребер.

^{г)} Стержневая арматура с ребристым профилем не включает площадь поперечного сечения ненагруженной части ребер.

^{д)} Производное нормативное усилие, соответствующее 0,1 % удлинения ($F_{0,1}$), составляет около 81 % от производного разрывного усилия (F_{br}) для стержневой арматуры с номинальным значением временного сопротивления разрыву 1100 МПа и 1030 МПа и около 88 % от производного разрывного усилия (F_{br}) для стержневой арматуры с номинальным значением временного сопротивления разрыву 1230 МПа.

^{е)} P — гладкий профиль; R — ребристый профиль.

^{ж)} 1 МПа = 1 Н/мм².

Таблица 2-7 – Нормативные и расчетные сопротивления напрягаемой арматуры, МПа [2]

Класс арматуры	Номинальный диаметр, мм	Вид арматуры	Нормативное сопротивление f_{yk} ($f_{0,2k}$), Н/мм ²	Расчетное сопротивление f_{td} , Н/мм ²
S540	16–36	Стержневая	540	430
S800	10–32	“	800	640
S1200	10–32	“	1200	960
S1400	3–5	Проволочная	1400	1120
S1400	9–15	Канатная	1400	1120

Примечание: Модуль деформаций для горячекатаной, термомеханически упрочненной и холоднодеформированной арматуры следует принимать равным 200 кН/мм², для арматурных канатов – 190 кН/мм².

Приложение 3

Таблица 3-1 – Сортамент арматурной проволоки

Номинальный диаметр, мм	Площадь поперечного сечения (см ²) при числе проволок									Масса 1 м, кг S500
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
3	0,071	0,14	0,21	0,28	0,35	0,42	0,49	0,57	0,64	0,051
4	0,126	0,25	0,38	0,50	0,63	0,76	0,88	1,01	1,13	0,090
5	0,196	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,37	1,57	1,77	0,139

Таблица 3-2 – Сортамент арматурных канатов по [2]

Класс	Диаметр		Расчетная площадь поперечного сечения	Теоретическая масса 1 м длины, кг
	номинальный	проволоки		
К-7	9	3	0,51	0,402
	12	4	0,906	0,714
	15	5	1,416	1,116

Таблица 3-3 – Сортамент горячекатаных арматурных стержней

Номинальный диаметр, мм	Площадь поперечного сечения см ² , при числе стержней									Масса 1 м, кг	Выпускаемые диаметры для сталей классов			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		S240	S400	S500	S800
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,42	1,70	1,98	2,26	2,55	0,222	•	•	•	
7	0,385	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,46	0,302	•	•	•	
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,53	0,395	•	•	•	
9	0,636	1,27	1,91	2,54	3,18	3,82	4,45	5,09	5,72	0,499	•	•	•	
10	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	0,617	•	•	•	•
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	0,888	•	•	•	•
14	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,31	13,85	1,208	•	•	•	•
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	1,578	•	•	•	•
18	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,90	1,998	•	•	•	•
20	3,142	6,28	9,41	12,56	15,71	18,85	21,99	25,14	28,28	2,466	•	•	•	•
22	3,801	7,60	11,40	15,20	19,00	22,81	26,61	30,41	34,21	2,984	•	•	•	•
25	4,909	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	3,853	•	•	•	•
28	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,10	49,26	55,42	4,834	•	•	•	•
32	8,042	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	6,313	•	•	•	•
36	10,179	20,36	30,54	40,72	50,90	61,07	71,25	81,43	91,61	7,990	•	•	•	•

Примечание: Стержни арматурной горячекатаной стали диаметром менее 10 мм поставляются в мотках диаметром 10 мм и более – в прутках длиной 6...12 м или мерной длины, оговариваемой в заказах.

Приложение 4

Таблица 4-1 – Значения ξ , η , α_m для расчета по прочности

Расчетный параметр Область деформирования	Коэффициенты				Относительные деформации, %	
	$\xi = x/d$	$\alpha_c \xi$	$\eta = z/d$	α_m	сжатия в бетоне $\epsilon_c (+)$	растяжения в арматуре $\epsilon_{st} (+)$
1	2	3	4	5	6	7
Область 1a	0,02	0,002	0,993	0,002	0,20	10,0
	0,04	0,008	0,986	0,008	0,42	10,0
	0,06	0,017	0,979	0,017	0,64	10,0
	0,08	0,030	0,972	0,029	0,87	10,0
	0,10	0,045	0,965	0,044	1,11	10,0
	0,12	0,063	0,957	0,061	1,36	10,0
	0,14	0,083	0,949	0,079	1,63	10,0
	0,16	0,104	0,940	0,098	1,90	10,0
Верхний предел для области 1a	0,167	0,111	0,938	0,104	2,00	10,0
Область 1b	0,18	0,125	0,931	0,117	2,20	10,0
	0,20	0,147	0,922	0,135	2,50	10,0
	0,22	0,168	0,912	0,153	2,82	10,0
	0,24	0,189	0,902	0,171	3,16	10,0
Верхний предел для области 1b	0,259	0,211	0,892	0,187	3,50	10,0
Область 2	0,26	0,212	0,892	0,188	3,50	9,96
	0,28	0,227	0,884	0,200	3,50	9,00
	0,30	0,243	0,875	0,213	3,50	8,17
	0,32	0,259	0,867	0,225	3,50	7,44
	0,34	0,275	0,859	0,236	3,50	6,79
	0,36	0,291	0,850	0,248	3,50	6,22
	0,38	0,308	0,842	0,259	3,50	5,71
	0,40	0,324	0,834	0,270	3,50	5,25
	0,42	0,340	0,825	0,281	3,50	4,83
	0,44	0,356	0,817	0,291	3,50	4,45
	0,46	0,372	0,809	0,301	3,50	4,11
	0,48	0,388	0,800	0,311	3,50	3,79
	0,50	0,405	0,792	0,321	3,50	3,50
	0,52	0,421	0,784	0,330	3,50	3,23
	0,54	0,437	0,775	0,339	3,50	2,98
	0,56	0,453	0,767	0,348	3,50	2,75
0,58	0,469	0,759	0,356	3,50	2,53	
0,60	0,486	0,750	0,364	3,50	2,33	
Граничное значение для области 2 при арматуре S400	0,636	0,531	0,727	0,386	3,50	1,835
Граничное значение для области 2 при арматуре S500	0,627	0,508	0,739	0,375	3,50	2,085
	0,617	0,500	0,743	0,372	3,50	2,175

Продолжение таблицы 4-1

1	2	3	4	5	6	7
Область 2 при арматуре S240, область 3 при арматуре S400 и S500	0,66	0,540	0,722	0,390	3,50	1,75
	0,68	0,550	0,717	0,395	3,50	1,65
	0,70	0,567	0,709	0,402	3,50	1,50
	0,72	0,583	0,701	0,408	3,50	1,36
	0,74	0,599	0,692	0,415	3,50	1,23
	0,76	0,615	0,684	0,421	3,50	1,11
Граничное значение для арматуры S240	0,769	0,622	0,680	0,423	3,50	1,05
Область 3 при арматуре S240, область 3 при арматуре S400 и S500	0,78	0,631	0,675	0,426	3,50	0,99
	0,80	0,648	0,667	0,432	3,50	0,87
	0,82	0,664	0,659	0,437	3,50	0,77
	0,84	0,680	0,651	0,442	3,50	0,67
	0,86	0,696	0,642	0,447	3,50	0,57
	0,88	0,712	0,634	0,452	3,50	0,48
	0,90	0,729	0,626	0,456	3,50	0,39
	0,92	0,745	0,617	0,460	3,50	0,30
	0,94	0,761	0,609	0,463	3,50	0,22
	0,96	0,777	0,601	0,467	3,50	0,15
	0,98	0,793	0,592	0,470	3,50	0,07
	1,00	0,810	0,584	0,473	3,50	0,00
	1,02	0,826	0,576	0,476	3,50	-0,07
	1,04	0,842	0,568	0,478	3,50	-0,13
	1,06	0,858	0,560	0,480	3,50	-0,20
	1,08	0,874	0,550	0,481	3,50	-0,26
1,10	0,890	0,543	0,483	3,50	-0,32	
1,12	0,907	0,534	0,484	3,50	-0,38	
1,14	0,923	0,525	0,485	3,50	-0,43	

Таблица 4-2 – Зависимости для расчета железобетонных элементов прямоугольного сечения по упрощенному методу с использованием параболически-линейной диаграммы деформирования бетона

Стадия	Диапазон изменения относительной высоты сжатой зоны ξ	Кривая деформирования $\epsilon_c, \%$	Напряжения σ_c крайнего сжатого волокна, при ϵ_c в $\%$	Относительная деформация растянутой арматуры $\epsilon_{s1}, \%$	Относительная деформация сжатой арматуры $\epsilon_{s2}, \%$
Ia	$\xi \leq \frac{1}{6}$	$10 \frac{\xi}{1-\xi}$	$\alpha f_{cd} \epsilon_c \left(1 - \frac{\epsilon_c}{4}\right)$	10	$10 \frac{\xi - \frac{c_1}{d}}{1-\xi}$
Ib	$\frac{1}{6} < \xi \leq \frac{7}{27}$	$10 \frac{\xi}{1-\xi}$	αf_{cd}	10	$10 \frac{\xi - \frac{c_1}{d}}{1-\xi}$
II	$\frac{7}{27} < \xi \leq \frac{7}{2\epsilon_{sy} + 7}$	3,5	αf_{cd}	$3,5 \frac{1-\xi}{\xi}$	$3,5 \frac{\xi - \frac{c_1}{d}}{\xi}$
III	$\frac{7}{2\epsilon_{sy} + 7} < \xi \leq \beta_h$	3,5	αf_{cd}	$3,5 \frac{1-\xi}{\xi}$	$3,5 \frac{\xi - \frac{c_1}{d}}{\xi}$
IV	$\xi > \beta_h$	$\frac{14\xi}{7\xi - 3\beta_h}$	αf_{cd}	$\frac{14(\xi - 1)}{7\xi - 3\beta_h}$	$\frac{14\left(\xi - \frac{c_1}{d}\right)}{7\xi - 3\beta_h}$

Продолжение таблицы 4-2

Стадия	Параметры усилия в бетоне сжатой зоны			
	Коэффициент полноты эпюры напряжений ω_c	Относительное усилие $\omega_c \xi = \frac{F_{cc}}{bd\alpha_f c d}$	Относительное плечо усилия $\eta = \frac{z}{d}$	Относительный момент $\alpha_m = \frac{M_{sd}}{bd^2\alpha_f c d}$
Ia	$\frac{5\xi\left(1-\frac{8}{3}\xi\right)}{(1-\xi)^2}$	$\frac{5\xi^2\left(1-\frac{8}{3}\xi\right)}{(1-\xi)^2}$	$\frac{3\xi^2-12\xi+4}{4\left(1-\frac{8}{3}\xi\right)}$	$\frac{1,25\xi^2(3\xi^2-12\xi+4)}{(1-\xi)^2}$
Ib	$\frac{16-\xi}{15\xi}$	$\frac{16\xi-1}{15}$	$1-\frac{8,55\xi^2-1,1\xi+0,05}{16\xi-1}$	$1,14\xi-0,57\xi^2-0,07$
II	$\frac{17}{21}$	$\frac{17}{21}\xi$	$1-\frac{99}{238}\xi$	$\frac{17}{21}\xi-\frac{33}{98}\xi^2$
III	$\frac{17}{21}$	$\frac{17}{21}\xi$	$1-\frac{99}{238}\xi$	$\frac{17}{21}\xi-\frac{33}{98}\xi^2$
IV	$1-p_4\frac{4}{21}$ где $p_4 = \left(\frac{4\beta_h}{7\xi-3\beta_h}\right)^2$	$\beta_h\left(1-p_4\frac{4}{21}\right)$	$1-\frac{\beta_h}{2}\frac{1-p_4\frac{16}{49}}{1-p_4\frac{4}{21}}$	$\beta_h\left(1-\frac{\beta_h}{2}-p_4\left(\frac{4}{21}-\frac{8}{49}\beta_h\right)\right)$

Таблица 4-3 Основные зависимости для расчета железобетонных элементов таврового сечения по укороченному методу с использованием параболически-линейной диаграммы деформирования бетона (класс по прочности на сжатие не более $C^{50/60}$)

Стадия	Диапазон изменения относительной высоты сжатой зоны сечения ξ	Диапазон изменения относительной высоты полки в сжатой зоне сечения β	Относительная деформация на уровне низа полки ε_{f1} в ‰
Ia	$\xi \leq \frac{1}{6}$	$\xi > \beta$	$10 \frac{\xi - \beta}{1 - \xi}$
Ib	$\frac{1}{6} < \xi \leq \frac{7}{27}$	$\xi \leq \frac{1}{6} + \frac{5}{6}\beta$	$10 \frac{\xi - \beta}{1 - \xi} \leq 2$
	$\frac{1}{6} < \xi \leq \frac{7}{27}$	$\xi \leq \frac{1}{6} + \frac{5}{6}\beta$	$10 \frac{\xi - \beta}{1 - \xi} \leq 2$
II	$\frac{7}{27} < \xi \leq \frac{7}{2\varepsilon_{sy} + 7}$	$\xi \leq \frac{7}{3}\beta$	$3.5 \frac{\xi - \beta}{\xi} \leq 2$
	$\frac{7}{27} < \xi \leq \frac{7}{2\varepsilon_{sy} + 7}$	$\xi \leq \frac{7}{3}\beta$	$3.5 \frac{\xi - \beta}{\xi} \leq 2$
III	$\frac{7}{2\varepsilon_{sy} + 7} < \xi \leq \beta_h$	$\xi \leq \frac{7}{3}\beta$	$3.5 \frac{\xi - \beta}{\xi} \leq 2$
	$\frac{7}{2\varepsilon_{sy} + 7} < \xi \leq \beta_h$	$\xi \leq \frac{7}{3}\beta$	$3.5 \frac{\xi - \beta}{\xi} \leq 2$

Окончание таблицы 4-3

Стадия	Параметры усилия в бетоне сжатой зоны в пределах свесов полки	
	Относительное усилие $\omega_r \beta = \frac{F_{c2}}{(b_{eff} - b_w) d \alpha f_{cd}}$	Относительный момент $\alpha_r = \frac{M_{c2}}{(b_{eff} - b_w) d^2 \alpha f_{cd}}$
Ia	$\frac{5\xi^2 \left(1 - \frac{8}{3}\xi\right)}{(1-\xi)^2} - \frac{(\xi-\beta)\epsilon_f}{2} \left(1 - \frac{\epsilon_f}{6}\right)$	$\frac{1.25\xi^2 (3\xi^2 - 12\xi + 4)}{(1-\xi)^2} - \frac{\epsilon_f^2}{20} \left((1-\xi)^2 - (1-\xi)(\xi-\beta) - \frac{5}{4}(\xi-\beta)^2 \right)$
Ib	$\frac{16\xi - 1}{15} - \frac{(\xi-\beta)\epsilon_f}{2} \left(1 - \frac{\epsilon_f}{6}\right)$	$1.14\xi - 0.57\xi^2 - 0.07 - \frac{\epsilon_f^2}{20} \left((1-\xi)^2 - (1-\xi)(\xi-\beta) - \frac{5}{4}(\xi-\beta)^2 \right)$
	β	$\beta(1 - 0.5\beta)$
II	$\frac{17}{21}\xi - (\xi-\beta)\epsilon_f \left(\frac{1}{2} - \frac{\epsilon_f}{12}\right)$	$\frac{17\xi}{21} - \frac{33}{98}\xi^2 - (\xi-\beta)\epsilon_f \left(\left(\frac{1}{2} - \frac{\epsilon_f}{12}\right)(1-\xi) + \left(\frac{1}{3} - \frac{\epsilon_f}{16}\right)(\xi-\beta) \right)$
	β	$\beta(1 - 0.5\beta)$
III	$\frac{17}{21}\xi - (\xi-\beta)\epsilon_f \left(\frac{1}{2} - \frac{\epsilon_f}{12}\right)$	$\frac{17\xi}{21} - \frac{33}{98}\xi^2 - (\xi-\beta)\epsilon_f \left(\left(\frac{1}{2} - \frac{\epsilon_f}{12}\right)(1-\xi) + \left(\frac{1}{3} - \frac{\epsilon_f}{16}\right)(\xi-\beta) \right)$
	β	$\beta(1 - 0.5\beta)$

Таблица 4-4 – Значения коэффициента k_{s2} для расчета напряжений в арматуре A_{sc} , располагаемой в сжатой зоне сечения

Область деформирования	$\xi = \frac{x}{d}$	Коэффициент k_{s2}							
		арматура S400				арматура S500			
		$\frac{c_1}{d} = 0,04$	$\frac{c_1}{d} = 0,08$	$\frac{c_1}{d} = 0,12$	$\frac{c_1}{d} = 0,16$	$\frac{c_1}{d} = 0,04$	$\frac{c_1}{d} = 0,08$	$\frac{c_1}{d} = 0,12$	$\frac{c_1}{d} = 0,16$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1а	0,04	0	-0,40	-0,79	-1,00	0	-0,19	-0,39	-0,60
	0,05	0,10	-0,30	-0,70	-1,00	0,05	-0,15	-0,35	-0,55
	0,06	0,20	-0,20	-0,61	-1,00	0,10	-0,10	-0,30	-0,51
	0,07	0,31	-0,10	-0,51	-0,92	0,16	-0,05	-0,26	-0,46
	0,08	0,41	0	-0,41	-0,89	0,21	0	-0,21	-0,42
	0,09	0,52	0,10	-0,31	-0,73	0,26	0,05	-0,16	-0,37
	0,10	0,63	0,21	-0,21	-0,63	0,32	0,10	-0,14	-0,32
	0,11	0,75	0,32	-0,11	-0,54	0,37	0,16	-0,05	-0,27
	0,12	0,87	0,43	0	-0,43	0,42	0,22	0	-0,22
	0,13	0,99	0,55	0,11	-0,33	0,49	0,27	0,05	-0,17
	0,14	1,0	0,66	0,22	-0,22	0,55	0,33	0,11	-0,11
	0,15	1,0	0,78	0,34	-0,11	0,62	0,39	0,17	-0,06
	0,16	1,0	0,91	0,45	0	0,67	0,45	0,22	0
	0,167	1,0	0,99	0,54	0,08	0,72	0,49	0,27	0,03

Окончание таблицы 4-4

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1b	0.17	1.0	1.0	0.57	0.11	0.75	0.52	0.28	0.06
	0.18	1.0	1.0	0.70	0.23	0.82	0.58	0.35	0.12
	0.19	1.0	1.0	0.82	0.35	0.88	0.64	0.42	0.17
	0.20	1.0	1.0	0.95	0.48	0.95	0.72	0.48	0.23
	0.21	1.0	1.0	1.0	0.60	1.0	0.78	0.53	0.30
	0.22	1.0	1.0	1.0	0.73	1.0	0.85	0.62	0.37
	0.23	1.0	1.0	1.0	0.87	1.0	0.93	0.68	0.43
	0.24	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.75	0.50
	0.25	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.82	0.57
0.259	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.89	0.63	
2	0.26	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.90	0.64
	0.27	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.93	0.67
	0.28	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.95	0.71
	0.29	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.98	0.75
	0.30	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.78
	0.31	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.81
	0.32	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.83
	0.33	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.86
	0.34	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.88
	0.35	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.90
	0.36	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.93
	0.37	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.95
	0.38	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.97
	0.39	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.98
0.40	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	

Таблица 4-5 – Значения β и θ для расчета элементов с поперечным армированием

$\frac{\nu}{f_{cm}}$		Продольные относительные деформации ϵ_x						
		0,0000	0,00025	0,0005	0,00075	0,0010	0,0015	0,0020
0,050	β	0,405	0,290	0,208	0,197	0,185	0,162	0,143
	θ	27,0°	28,5°	29,0°	33,0°	36,0°	41,0°	43,0°
0,075	β	0,405	0,250	0,205	0,194	0,179	0,158	0,137
	θ	27,0°	27,5°	30,0°	33,5°	36,0°	40,0°	42,0°
0,100	β	0,271	0,211	0,200	0,189	0,174	0,143	0,120
	θ	23,5°	26,5°	30,5°	34,0°	36,0°	38,0°	39,0°
0,125	β	0,216	0,208	0,197	0,181	0,167	0,133	0,112
	θ	23,5°	28,0°	31,5°	34,0°	36,0°	37,0°	38,0°
0,150	β	0,212	0,203	0,189	0,171	0,160	0,125	0,103
	θ	25,0°	29,0°	32,0°	34,0°	36,0°	36,5°	37,0°
0,200	β	0,203	0,194	0,174	0,126	0,131	0,100	0,083
	θ	27,5°	31,0°	33,0°	34,0°	34,5°	35,0°	36,0°
0,250	β	0,191	0,167	0,136	0,126	0,116	0,108	0,104
	θ	30,0°	32,0°	33,0°	34,0°	35,5°	38,5°	41,5°

Учебное издание

*Шалобыта Николай Николаевич
Малиновский Василий Николаевич
Матвеев Никифор Викторович*

**РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ
ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫХ
НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ ПОКРЫТИЙ
ОДНОЭТАЖНЫХ ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ**

*Пособие к выполнению 2-го
курсового проекта по курсу
"Железобетонные конструкции" для студентов
специальности 70 02 01 дневной и заочной форм обучения*

ЧАСТЬ 2

Текст печатается в авторской редакции

Ответственный за выпуск: Шалобыта Н.Н.

Редактор: Боровикова Е.А.

Компьютерная вёрстка: Боровикова Е.А.

ISBN 978-985-493-323-8



Издательство БрГТУ.

Свидетельство о государственной регистрации
издателя, изготовителя, распространителя печатных
изданий № 1/235 от 24.03.2014 г.

Подписано в печать 17.03.2015 г. Формат 60×84 ¹/₁₆.

Гарнитура «Times New Roman». Бумага «Снегурочка».

Уч. изд. л. 7,25. Усл. печ. л. 6,74. Заказ № 239.

Тираж 80 экз. Отпечатано на ризографе Учреждения
образования "Брестский государственный технический
университет". 224017, г. Брест, ул. Московская, 267.