

МИНИСТЕРСТВО СЕЛЬСКОГО ХОЗЯЙСТВА
И ПРОДОВОЛЬСТВИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ

ГЛАВНОЕ УПРАВЛЕНИЕ ОБРАЗОВАНИЯ, НАУКИ И КАДРОВ

Учреждение образования
«БЕЛОРУССКАЯ ГОСУДАРСТВЕННАЯ
СЕЛЬСКОХОЗЯЙСТВЕННАЯ АКАДЕМИЯ»

Кафедра сельского строительства и обустройства территорий

Р. А. Другомилов, О. В. Другомилова

ИНЖЕНЕРНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ НЕСУЩИХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПОКРЫТИЙ ЗДАНИЙ

*Методические указания по курсовому
и дипломному проектированию для студентов, обучающихся
по специальности 1-74 04 01 Сельское строительство
и обустройство территорий*

Горки
БГСХА
2017

УДК 624.072.2/.4+691.32(072)

ББК 38.53

Д76

*Рекомендовано методической комиссией
мелиоративно-строительного факультета.
Протокол № 6 от 22 февраля 2016 г.*

Автор:

кандидат архитектуры, доцент *Р. А. Другомилов*;
ассистент *О. В. Другомилова*

Рецензенты:

кандидат технических наук, доцент *Н. В. Васильева*;
кандидат технических наук, доцент *В. В. Дятлов*

Другомилов, Р. А.

Д76

Инженерные конструкции. Расчет и конструирование несущих железобетонных конструкций покрытий зданий : методические указания по курсовому и дипломному проектированию / Р. А. Другомилов, О. В. Другомилова. – Горки : БГСХА, 2017. – 82 с.

Приведены указания по расчету и конструированию железобетонной ребристой плиты покрытия и железобетонной балки прямоугольного сечения для выполнения курсового и дипломного проектов.

Для студентов, обучающихся по специальности 1-74 04 01 Сельское строительство и обустройство территорий.

УДК 624.072.2/.4+691.32(072)

ББК 38.53

© УО «Белорусская государственная
сельскохозяйственная академия», 2017

ВВЕДЕНИЕ

Целью данных методических указаний является оказание максимальной помощи студентам при выполнении курсового и дипломного проектов по тематике «Расчет и конструирование несущих железобетонных конструкций покрытий зданий».

Методические указания состоят из теоретического материала и примера расчета и конструирования несущих железобетонных конструкций покрытий зданий.

Теоретическая часть охватывает ключевые позиции теории расчета и конструирования железобетонных конструкций в целом и изгибаемых элементов, таких как балки и плиты, в частности:

1. Сущность метода предельных состояний.
2. Общие сведения о нагрузках и воздействиях.
3. Классификация и прочностные характеристики бетона.
4. Классификация и прочностные характеристики арматуры.
5. Классификация железобетонных плит и балок.
6. Армирование железобетонных балок и плит.

В настоящих методических указаниях представлен также пример расчета по двум группам предельных состояний железобетонной ребристой плиты покрытия и железобетонной балки (ригеля) прямоугольного профиля, пример конструирования арматурных сеток и каркасов, а также примеры чертежей по результатам проведенных расчетов и конструирования.

1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЯХ

1.1. Требования к расчету железобетонных конструкций

Проектирование бетонных, железобетонных и предварительно напряженных железобетонных конструкций зданий и сооружений различного назначения, изготавливаемых из тяжелого, напрягающего и мелкозернистого бетонов средней плотностью не менее 2 000 и не более 2 800 кг/м³, эксплуатирующихся при воздействии температур не выше +50 и не ниже –40 °С, производится в соответствии с указаниями СНБ 5.03.01–02 «Бетонные и железобетонные конструкции» [3].

Расчеты бетонных и железобетонных конструкций следует производить по методу предельных состояний [3, п. 5.5.1].

Предельное состояние – это состояние, при котором «конструкция теряет способность сопротивляться внешним нагрузкам и воздействиям или получает недопустимые деформации или местные повреждения, т. е. перестает удовлетворять требованиям, предъявляемым к ней в процессе эксплуатации или возведения» [2, с. 7].

Расчеты должны с назначенной надежностью гарантировать конструкцию от наступления предельных состояний первой и второй групп.

Расчеты по предельным состояниям первой группы включают:

- расчет по прочности;
- расчет по выносливости (при действии многократно повторяющейся нагрузки);
- расчет по устойчивости формы;
- расчет по устойчивости положения (опрокидывание, скольжение, всплывание и т. п.).

В курсовом и дипломном проектах допускается проводить только один из расчетов по предельному состоянию первой группы – расчет по прочности сечений, нормальных к продольной оси.

Расчеты по предельным состояниям второй группы включают:

- расчет по образованию трещин;
- расчет по ширине раскрытия трещин;
- расчет по деформациям.

1.2. Нагрузки и воздействия на элементы железобетонных конструкций

В зависимости от продолжительности действия нагрузки разделяют на постоянные и временные (переменные). Временные, кроме того, бывают трех видов: длительные, кратковременные и особые. Примером *постоянных нагрузок* являются собственный вес конструкций, давления грунтов, гидростатическое давление в гидротехнических сооружениях при нормальном подпорном уровне и др. К *длительным временным* относятся: вес стационарного оборудования, давления жидкостей и газов в трубопроводах, воздействия влажности, усадки, ползучести и др. *Кратковременными нагрузками* и воздействиями являются нагрузки от подвижного подъемно-транспортного оборудования, снеговые и ветровые нагрузки, вес людей, деталей, переносного оборудования, волновые и ледовые нагрузки на гидротехнические сооружения и др. К *особым нагрузкам* относят сейсмические и взрывные воздействия, ледовые нагрузки при прорыве заторов, нагрузки и воздействия, вызываемые неисправностью или поломкой оборудования, и др. [1, 2, 4–7].

Также нагрузки и воздействия разделяют на нормативные и расчетные. *Нормативные нагрузки* – это нагрузки, значения которых устанавливаются нормативно-техническими документами из заранее заданной вероятности превышения средних значений. *Расчетные нагрузки и воздействия* – это нагрузки и воздействия, принимаемые в расчетах и получаемые умножением их нормативных значений на соответствующие частные коэффициенты безопасности по нагрузке [2, 3], т. е.

$$g = g_n \cdot \gamma_f,$$

где g – расчетная нагрузка;

g_n – нормативная нагрузка;

γ_f – частный коэффициент безопасности по нагрузке.

Частный коэффициент безопасности по нагрузке – это коэффициент, учитывающий возможное отклонение нагрузок в неблагоприятную сторону от их нормативных значений вследствие изменчивости нагрузок или отступлений от условий нормальной эксплуатации [2, 3]. Частные коэффициенты безопасности по нагрузке определяются по СНиП 2.01.07–85 «Нагрузки и воздействия» [6, 7] и СНБ 5.03.01–02 «Бетонные и железобетонные конструкции» [3, п. А. 2].

При расчете конструкций необходимо учитывать и степень ответственности и капитальности зданий путем умножения нагрузки на соответствующий коэффициент надежности по степени ответственности (по надежности) γ_n [1]:

I уровень – $0,95 < \gamma_n \leq 1,2$ – АЭС, телебашни, трубы, спортивные сооружения, учебные заведения и др.;

II уровень – $\gamma_n = 0,95$ – промышленные, гражданские и жилые здания, резервуары и др.;

III уровень – $0,8 < \gamma_n \leq 0,95$ – склады, одноэтажные жилые дома, временные здания и др.

Расчет конструкций выполняется на наиболее неблагоприятное, физически возможное сочетание нагрузок или усилий.

В железобетонных конструкциях при расчете по предельным состояниям первой группы при постоянных и переходных (временных) расчетных ситуациях, кроме многократно повторяющихся нагрузок или действия усилия предварительного напряжения, следует принимать наиболее неблагоприятное из следующих сочетаний нагрузок [3]:
первое основное сочетание:

$$\sum_j (\gamma_{G,j} \cdot G_{k,j}) + \sum_{i \geq 1} (\gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i});$$

второе основное сочетание:

$$\sum_j (\xi \cdot \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j}) + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} (\gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}),$$

где $\gamma_{G,j}$ – частный коэффициент безопасности для постоянных нагрузок;

$G_{k,j}$ – нормативные постоянные нагрузки;

$\gamma_{Q,i}$ – частный коэффициент безопасности для переменных нагрузок;

$\gamma_{Q,1}$ – частный коэффициент безопасности для доминирующей переменной нагрузки;

$\psi_{0,i}$ – коэффициент сочетаний переменных нагрузок [3, табл. А. 1];

$Q_{k,i}$ – нормативные переменные нагрузки;

$Q_{k,1}$ – нормативная доминирующая переменная нагрузка;

$\xi = 0,85$ – коэффициент уменьшения для неблагоприятно действующей постоянной нагрузки [3, п. А. 4].

При расчете железобетонных конструкций по предельным состояниям второй группы следует принимать наиболее неблагоприятное из следующих сочетаний нагрузок [3]:

нормативное (редкое) сочетание:

$$\sum_j G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i>1} (\Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i});$$

частое сочетание:

$$\sum_j G_{k,j} + \Psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} (\Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i});$$

практически постоянное сочетание:

$$\sum_j G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} (\Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}),$$

где $\Psi_{1,1}$, $\Psi_{2,i}$ – коэффициенты сочетаний переменных нагрузок [3, табл. А. 1].

1.3. Классы и прочностные характеристики бетона

Важнейшим классификационным показателем, характеризующим технические свойства бетона, является прочность на сжатие. *Прочность бетона на осевое сжатие* f_c – это максимальное сжимающее напряжение в бетоне при одноосном напряженном состоянии, соответствующее пиковой точке диаграммы деформирования, получаемое при испытании на сжатие бетонных призм. *Среднее значение прочности*, получаемое по результатам испытаний серии опытных образцов, обозначают символом f_{cm} . *Гарантированная прочность бетона (кубиковая прочность)*, определяемая при осевом сжатии кубов размером $150 \times 150 \times 150$ мм с учетом статической изменчивости при обеспечен-

ности 0,95, гарантируемая производителем в соответствии с действующими стандартами, обозначается символом $f_{c,cube}^G$ [3].

Количественной величиной, характеризующей качество бетона, соответствующей его гарантированной прочности на осевое сжатие, является класс бетона. *Класс бетона* обозначается буквой *C* (буквенное сокращение от англ. *concrete* – бетон) и числами, выражающими значения нормативного сопротивления и гарантированной прочности в Н/мм² (МПа), например, C12/15 (перед чертой – значение нормативного сопротивления f_{ck} , МПа; после черты – гарантированная прочность бетона $f_{c,cube}^G$, МПа) [3].

Нормативное сопротивление бетона сжатию f_{ck} – сопротивление осевому сжатию призм или цилиндров, определенное с учетом статистической изменчивости при обеспеченности 0,95, которое допускается принимать $f_{ck} = 0,8 \cdot f_{c,cube}^G$ [3].

Расчетное сопротивление бетона сжатию f_{cd} – величина, получаемая путем деления нормативных значений прочности на частный коэффициент безопасности для бетона γ_c , который учитывает возможность отклонения прочностей бетона ниже нормативных значений, отклонения в геометрических размерах сечений (не превышающие допустимых) и разницу между прочностью бетона, определяемую на опытных образцах, и прочностью бетона в конструкции; в случае неармированных конструкций значение γ_c также учитывает возможность наступления хрупкого разрушения [3].

Частный коэффициент безопасности для бетона γ_c принимается равным [3, п. 6.1.2.11]:

- а) при расчете по предельным состояниям первой группы:
 - для неармированных (бетонных) конструкций – 1,8;
 - для железобетонных и предварительно напряженных конструкций – 1,5;
- б) при расчете по предельным состояниям второй группы – 1,0.

Таким образом, расчетное сопротивление бетона сжатию следует определять по формуле

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}.$$

При проектировании бетонных, железобетонных и предварительно напряженных конструкций следует применять конструкционные бетоны следующих классов по прочности на сжатие [3, п. 6.1.2.1]:

а) тяжелые, в том числе напрягающие: С8/10; С12/15; С16/20; С20/25; С25/30; С30/37; С35/45; С40/50; С45/55; С50/60; С55/67; С60/75; С70/85; С80/95; С90/105;

б) мелкозернистые:

- группы А (естественного твердения или подвергнутые тепловой обработке при атмосферном давлении на песке с модулем крупности свыше 2,0): С8/10; С12/15; С16/20; С20/25; С25/30; С30/37; С35/45;

- группы Б (также естественного твердения или подвергнутые тепловой обработке при атмосферном давлении на песке, но с модулем крупности 2,0 и менее): С8/10; С12/15; С16/20; С20/25; С25/30.

1.4. Классификация и прочностные характеристики арматуры

По технологии изготовления стальная арматура бывает горячекатанная стержневая и холоднотянутая проволочная; по форме поверхности – гладкая и периодического профиля; по поперечному сечению – гибкая (проволока, стержни) и жесткая (фасонный прокат); по условиям применения – предварительно напрягаемая (высокопрочная) и ненапрягаемая; по назначению – рабочая, конструктивная и монтажная. *Рабочую арматуру* устанавливают по расчету на действующие усилия для восприятия растягивающих напряжений и усиления сжатых зон конструкции (в зависимости от воспринимаемых усилий она может быть продольная и поперечная, включая хомуты и отогнутые стержни). *Конструктивная арматура* предназначена для равномерного распределения усилия между отдельными стержнями, восприятия неучитываемых расчетом усилий от усадки бетона, изменения температуры и т. д. *Монтажная арматура* обеспечивает проектное положение рабочей арматуры, объединяет ее в каркасы и т. д. (рис. 1) [2].

Важнейшей характеристикой арматуры является ее прочность на растяжение. *Класс арматуры по прочности на растяжение* – показатель, характеризующий ее механические свойства согласно требованиям соответствующих стандартов, обозначаемый буквой S и числом, соответствующим нормативному сопротивлению арматуры в МПа (Н/мм^2). Например, в качестве ненапрягаемой арматуры железобетонных конструкций следует применять арматуру классов S240, S400 и S500, в качестве напрягаемой арматуры предварительно напряженных

конструкций – стержни и канаты классов S800, S1200, S1400 [3]. Сор-тамент арматурных стержней и проволоки представлен в прил. А.

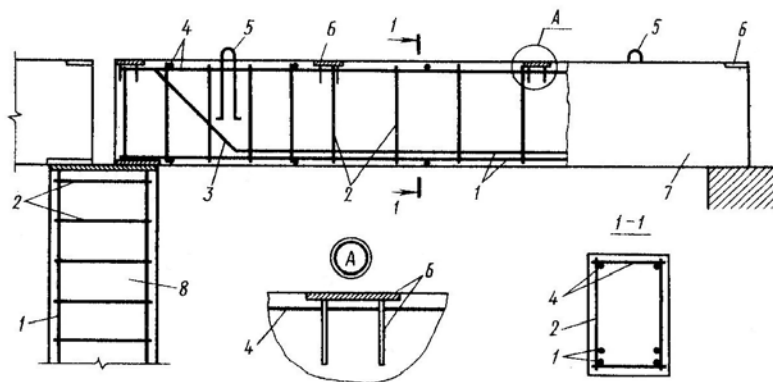


Рис. 1. Арматура железобетонных элементов: 1 – продольная арматура; 2 – хомуты; 3 – отогнутые стержни; 4 – монтажная арматура; 5 – монтажные петли; 6 – закладные детали; 7 – балка; 8 – колонна

Для арматурных сталей, применяемых в железобетонных конструкциях, установлены следующие основные прочностные характеристики [3]:

нормативное сопротивление арматуры растяжению f_{yk} – наименьшее контролируемое значение физического или условного предела текучести, равного значению напряжений, соответствующих относительному удлинению, равному 0,2 % (указанные характеристики гарантируются заводами-изготовителями с обеспеченностью не менее 0,95);

расчетное сопротивление арматуры растяжению f_{yd} , определяемое путем деления нормативного сопротивления f_{yk} на *частный коэффициент безопасности для арматуры γ_s* , принимаемый равным 1,1 для арматуры классов S240 и S400, 1,15 – для арматуры диаметром 6...22 мм класса S500, 1,2 – для арматуры диаметром 4...5 и 25...40 мм класса S500 [3, п. 6.2.1.3].

Таким образом, расчетное сопротивление арматуры растяжению следует определять по формуле

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}.$$

1.5. Виды железобетонных плит и балок и их армирование

Железобетонные балки и плиты относятся к изгибаемым элементам. Плитами называются плоские конструктивные элементы, толщина которых значительно меньше длины и ширины. Балки – это линейные элементы, длина которых значительно больше поперечных размеров (рис. 2) [2].

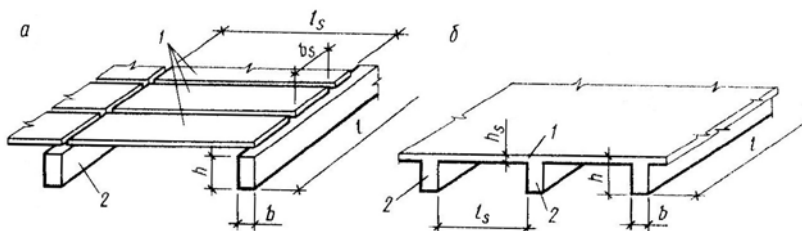


Рис. 2. Изгибаемые железобетонные элементы: *a* – сборное перекрытие; *б* – монолитное перекрытие; 1 – плиты; 2 – балки

Железобетонные плиты перекрытий и покрытий могут быть монолитные, сборные и сборно-монолитные. Сборные, в свою очередь, – сплошные, ребристые и пустотные. Плиты армируются сетками и каркасами (рис. 3) [2].

Поперечные сечения железобетонных балок могут быть различны: прямоугольные, тавровые, трапециевидные, двутавровые, рельсовидные, П-образные (рис. 4) [2]. Армируются балки плоскими и объемными каркасами (см. рис. 1).

В нормальных к продольной оси сечениях изгибаемых железобетонных элементов (плит и балок) в перекрытиях и покрытиях зданий и сооружений возникают растягивающие и сжимающие напряжения. Растяжению подвергается, как правило, нижняя часть элемента, в которой формируется растянутая зона и устанавливается рабочая продольная растянутая арматура; сжатию подвергается верхняя часть, где формируется сжатая зона. Причем сечения, в которых рабочая арматура устанавливается только в растянутой зоне, называются *сечениями с одиночной арматурой*, или *сечениями с одиночным армированием*, а сечения, в которых рабочая арматура устанавливается по расчету и в растянутой, и в сжатой зонах, – *сечениями с двойной арматурой*, или *сечениями с двойным армированием*.

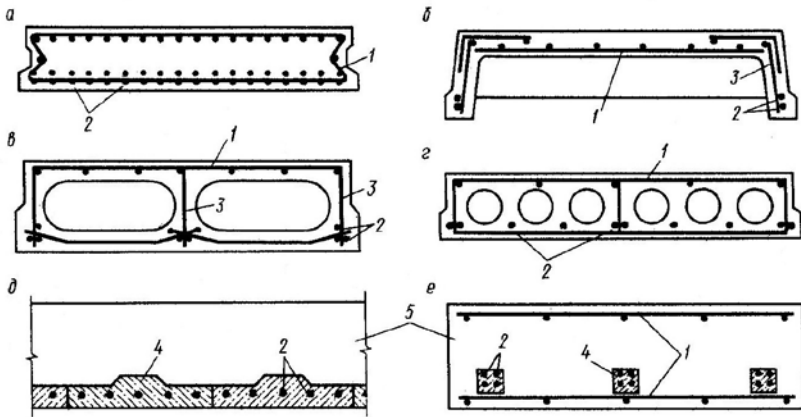


Рис. 3. Поперечные сечения сборных и сборно-монолитных плит: *a* – сплошная плита; *б* – ребристая плита; *в*, *г* – пустотные плиты; *д*, *е* – сборно-монолитные плиты; 1 – сварные сетки; 2 – рабочая арматура; 3 – плоские каркасы; 4 – сборные элементы (армоземленты); 5 – монолитный бетон

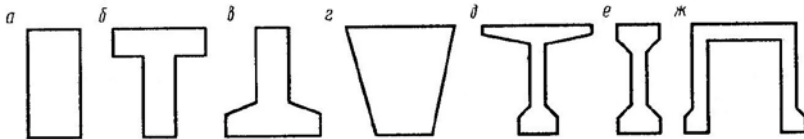


Рис. 4. Поперечные сечения балок: *a* – прямоугольное; *б*, *в* – тавровые; *г* – трапециевидное; *д* – двутавровое; *е* – рельсовидное; *ж* – П-образное

1.6. Требования по назначению диаметров стержней и конструированию арматурных каркасов и сеток в изгибаемых элементах

Рассмотрим некоторые требования по назначению диаметров стержней и конструированию арматурных каркасов и сеток в изгибаемых элементах.

Рабочая арматура.

Диаметры продольных стержней, устанавливаемые по расчету в сечении изгибаемых элементов в сварных каркасах, не должны превышать 40 мм, в вязаных каркасах – 32 мм [3, табл. 11.5]. В одном элементе реко-

мендуется назначать не более двух разных диаметров рабочих стержней, разница между которыми должна составлять не менее 2 мм [2, с. 232].

Расстояние в свету между стержнями продольной арматуры должно обеспечивать совместную работу бетона и арматуры, качественную укладку и уплотнение бетонной смеси и не должно быть менее значений, показанных на рис. 5 [3, п. 11.2.15, рис. 11.1].

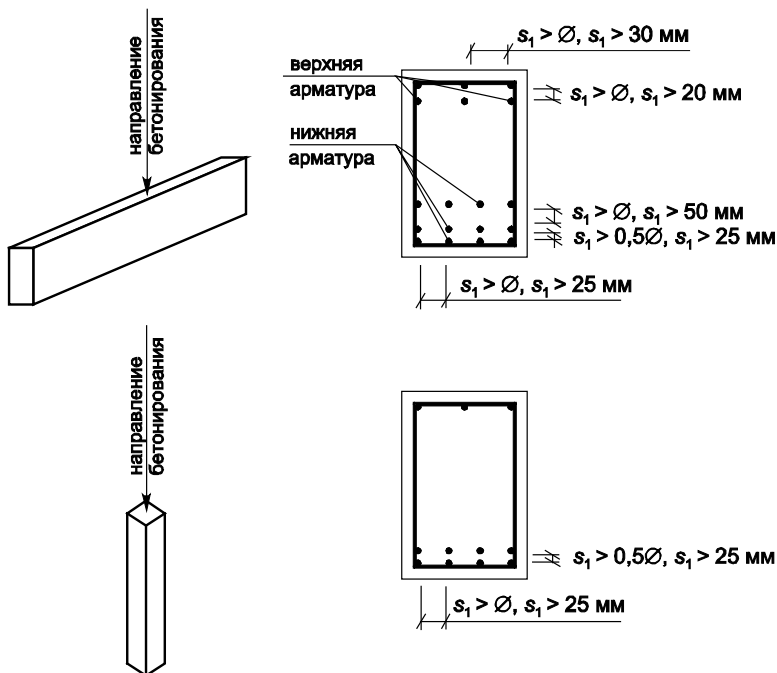


Рис. 5. Минимально допустимые расстояния между продольными стержнями арматуры в зависимости от положения конструкции при бетонировании

Наибольшие расстояния между осями стержней продольной арматуры, определяемые эффективностью работы бетонного сечения, усиленного арматурой, должны быть в изгибаемых элементах не более 400 мм [3, п. 11.2.16].

Количество стержней, доводимых до опоры, и максимально допустимые расстояния между ними должны быть:

- в балках шириной менее 150 мм – не менее одного стержня;

– в балках шириной более 150 мм – не менее двух стержней площадью сечения не менее 50 % расчетного сечения арматуры;

– в плитах – стержни площадью сечения не менее 30 % сечения арматуры, подобранной из расчета на 1 м ширины сечения в зоне действия наибольшего изгибающего момента, выдерживая расстояние между стержнями не более 400 мм [3, п. 11.2.17].

Защитный слой бетона c_{cov} – «расстояние между поверхностью стержней продольной арматуры и ближайшей поверхностью бетона» [3, п. 11.2.10].

Толщину защитного слоя бетона принимают из условий защиты арматуры от коррозии, воздействия огня и обеспечения ее совместной работы с бетоном [3, п. 11.2.9]. Защитный слой бетона c_{cov} принимается в зависимости от класса среды по условиям эксплуатации конструкции (табл. 1) [3, табл. 11.4].

Т а б л и ц а 1. **Минимально допустимая толщина защитного слоя бетона**

Показатель	Класс по условиям эксплуатации						
	X0	XC1	XC2, XC3, XC4	XD1, XD2, XD3	XA1	XA2	XA3
Минимальный размер защитного слоя c_{cov} , мм	15	20	25	35	По СНиП 2.03.11		

Примечания:

1. Минимально допустимая толщина защитного слоя бетона установлена для арматуры, работающей с полным расчетным сопротивлением.

2. Минимально допустимая толщина защитного слоя бетона по данной таблице может быть уменьшена, но не более чем на 5 мм, в каждом из перечисленных случаев:

а) если конструкция проектируется из бетона, имеющего класс по прочности на сжатие, превышающий не менее чем на один разряд минимальный класс бетона для соответствующего класса по условиям эксплуатации [3, табл. 5.2];

б) если проектируется вторичная защита бетона конструкции;

в) если использована арматура, имеющая антикоррозионное покрытие.

При этом суммарный размер, на который может быть снижена минимально допустимая толщина защитного слоя бетона, не должен превышать 15 мм, а минимально допустимая толщина защитного слоя бетона должна составлять не менее, мм:

– для класса X0 – 10;

– для класса XC1 – 15;

– для классов от XC2 до XC4 – 20.

Толщина защитного слоя бетона должна быть не менее:

– диаметра арматуры (если он не превышает 40 мм);

– максимального размера заполнителя (если он меньше 32 мм);

– максимального размера заполнителя +5 мм (если он больше 32 мм) [3, п. 11.2.13].

Для сборных конструкций допускается снижать размер защитного слоя бетона на 5 мм по сравнению с указанными в табл. 1 значениями, но он не должен быть менее 15 мм. В полках сборных плит размер защитного слоя допускается снижать до 10 мм при условии выполнения требований, указанных ранее [3, п. 11.2.11].

Для сборных железобетонных плит из бетона класса С16/20 и выше, изготавливаемых в стальных формах и защищаемых сверху в здании или сооружении бетонной подготовкой или стяжкой, толщину верхнего защитного слоя бетона для верхней арматуры допускается принимать равной 5 мм [3, п. 11.2.11].

Поперечная арматура.

Поперечную арматуру следует устанавливать исходя из расчета на восприятие усилий, а также с целью фиксации в проектом положении и предотвращения бокового выпучивания в любом направлении продольных стержней [3, п. 11.2.18].

Диаметры стержней поперечной арматуры следует принимать в сварных каркасах не менее диаметра, устанавливаемого из условия сварки с наибольшим, поставленным по расчету диаметром продольной арматуры (табл. 2) [2, табл. 15.2], и не более 14 мм [3, п. 11.2.28].

Таблица 2. Соотношение между диаметрами стержней при контактной точечной сварке

Диаметры продольных стержней, мм	3...10	12...16	18; 20	22	25...32	36; 40
Наименьшие диаметры поперечных стержней, мм	3	4	5	6	8	10

Любая продольная арматура, установленная у поверхности железобетонной конструкции, должна охватываться поперечной арматурой, устанавливаемой с шагом не более 500 мм и не более удвоенной ширины грани элемента [3, п. 11.2.19].

В железобетонных элементах, в которых поперечная сила не может быть воспринята только бетоном, поперечную арматуру следует устанавливать по расчету с выполнением следующих конструктивных требований, определяющих шаг поперечных стержней:

а) на приопорных участках длиной $0,25l$:

- при $h \leq 450$ мм – не более $h/2$ и 150 мм;

• при $h > 450$ мм – не более $h/3$ и 300 мм;

б) в средней части элемента независимо от высоты – не более $3/4h$ и 500 мм [3, п. 11.2.21].

На установке опирания должно устанавливаться не менее двух поперечных стержней диаметром не менее половины максимального диаметра рабочих стержней [2, с. 202].

Монтажная арматура.

Диаметр монтажной арматуры принимается равным 10...12 мм, но не менее чем на 2 мм больше диаметра поперечных стержней [2, с. 234].

Конструирование арматурных сеток и каркасов.

При конструировании сварных арматурных сеток следует учитывать, что минимальная длина концов выступающих стержней должна составлять не менее 25 мм [2, с. 194]; при конструировании сварных арматурных каркасов – не менее 20 мм и не менее максимального диаметра свариваемых стержней [2, с. 195].

Для удобства укладки в форму или опалубку арматурных стержней, сеток, каркасов их концы должны отстоять от торца элемента при его длине до 9 м на 10 мм, до 12 м – на 15 мм, более 18 м – на 20 мм [2, с. 231].

Вопросы для самоконтроля

1. Что такое предельное состояние?
2. Сколько выделяют групп предельных состояний и какие расчеты по ним проводятся?
3. Какие выделяют виды нагрузок и воздействий?
4. Что такое нормативная и расчетная нагрузки?
5. Как в расчетах используется частный коэффициент безопасности по нагрузке?
6. Какие бывают классы бетона по прочности на осевое сжатие?
7. Что означают числа в классах бетона по прочности на осевое сжатие?
8. Какие бывают классы арматуры?
9. Что означают числа в классах арматуры?
10. Что такое нормативное и расчетное сопротивление материала?
11. Как в расчетах используется частный коэффициент безопасности для бетона (арматуры)?
12. Какие существуют виды арматуры?

13. Что такое рабочая арматура?
14. Что такое конструктивная арматура?
15. Что такое монтажная арматура?
16. Какие железобетонные конструктивные элементы зданий работают на изгиб?
17. Какие бывают виды железобетонных балок?
18. Как армируются железобетонные балки?
19. Какие бывают виды железобетонных плит?
20. Как армируются железобетонные плиты?
21. Что такое защитный слой бетона и в каких целях его необходимо предусматривать?

2. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ РЕБРИСТОЙ ПЛИТЫ ПОКРЫТИЯ

Исходные данные.

Конструкция покрытия.

Покрытие состоит из следующих слоев и конструкций (рис. 6):

- трехслойный рубероидный ковер на мастике (собственный вес одного слоя $m_{р1} = 0,05 \text{ кН/м}^2$);
- цементно-песчаная стяжка (толщина $\delta = 30 \text{ мм}$, плотность $\rho = 1800 \text{ кг/м}^3$);
- пароизоляция (собственный вес $m_{п} = 0,1 \text{ кН/м}^2$);
- плита покрытия.

Размеры плиты.

Возможно два варианта конструкции плит, в зависимости от которых будут производиться два варианта расчета.

Вариант 1.

Длина плиты – 5 970 мм; ширина плиты – 2 980 мм; ширина продольного ребра по низу – 65 мм; высота плиты (продольного ребра) – 300 мм; толщина полки – 40 мм; расстояние между поперечными ребрами – 980 мм; высота поперечных ребер – 150 мм; ширина поперечного ребра по низу – 50 мм. Конструкция плиты покрытия изображена на рис. 7.

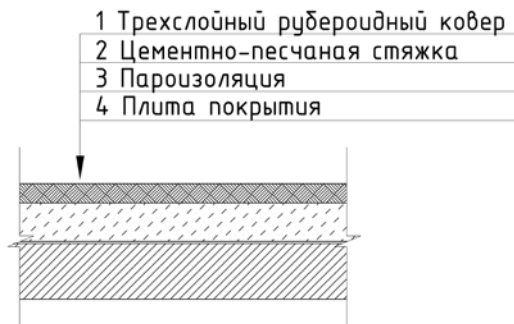


Рис. 6. Состав покрытия

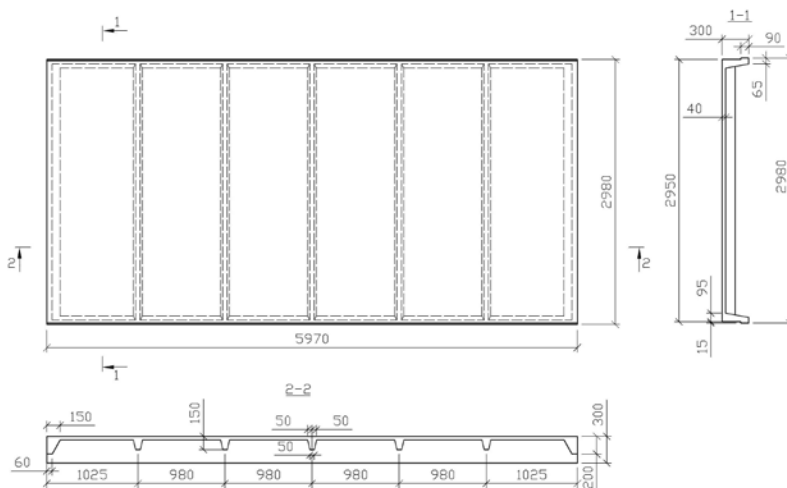


Рис. 7. Конструкция плиты покрытия размером 3×6 м

Вариант 2.

Длина плиты – 5 970 мм; ширина плиты – 1 490 мм; ширина продольного ребра по низу – 65 мм; высота плиты (продольного ребра) – 300 мм; толщина полки – 40 мм; расстояние между поперечными ребрами – 980 мм; высота поперечных ребер – 150 мм; ширина поперечного ребра по низу – 50 мм. План раскладки таких плит покрытия по

казан в прил. Б, конструкция плиты покрытия изображена на рис. 8 и в прил. В.

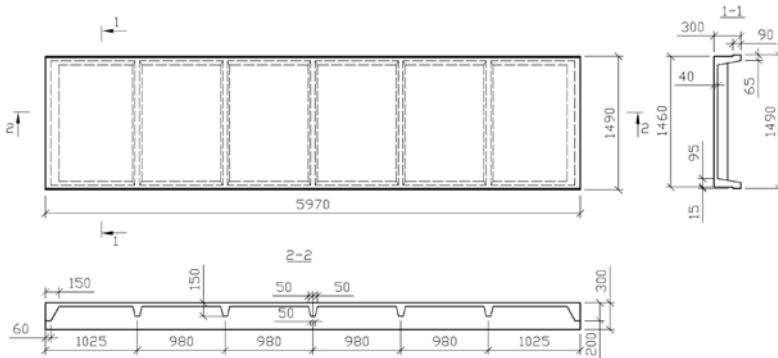


Рис. 8. Конструкция плиты покрытия размером 1,5×6 м

Материалы для плиты и условия эксплуатации.

Плита выполнена из тяжелого бетона (объемный вес $\rho = 25 \text{ кН/м}^3$) класса по прочности на осевое сжатие С25/30, подвергнутого тепловой обработке при атмосферном давлении. Марка бетонной смеси по удобоукладываемости – П1.

Расчетное сопротивление бетона класса С25/30 сжатию

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1,5} = 16,67 \text{ МПа},$$

где f_{ck} – нормативное сопротивление бетона сжатию;

γ_c – частный коэффициент безопасности для бетона.

Прочность бетона на осевое растяжение, установленная для проектирования конструкций, $f_{ctm} = 2,6 \text{ МПа}$ [3, табл. 6.1].

Модуль упругости бетона $E_{cm} = 35 \cdot 10^3 \text{ МПа}$ [3, табл. 6.2] для марки бетонной смеси по удобоукладываемости П1. Плита заводского изготовления, бетон подвергнут тепловой обработке, следовательно, значение приведенного модуля упругости следует умножить на коэффициент 0,9 [3, табл. 6.2]:

$$E_{cm} = 0,9 \cdot 35 \cdot 10^3 = 31,5 \cdot 10^3 \text{ МПа.}$$

Классы арматуры по прочности на растяжение:

- для рабочей и распределительной арматуры в полке плиты – S500;
 - для рабочей арматуры в продольном ребре плиты – S500;
 - для конструктивной арматуры в продольном и поперечном ребре плиты – S500;
 - для монтажной арматуры в продольном ребре плиты – S400;
 - для рабочей арматуры в поперечном ребре плиты – S400;
 - для монтажной арматуры в поперечном ребре плиты – S500.
- Расчетное сопротивление арматуры класса S500 растяжению:
для арматуры диаметром 4...5 и 25...40 мм

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,2} = 417 \text{ МПа} ;$$

для арматуры диаметром 6...22 мм

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ МПа} ,$$

где f_{yk} – нормативное сопротивление арматуры растяжению;

γ_s – частный коэффициент безопасности для арматуры.

Расчетное сопротивление арматуры класса S400 растяжению

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{400}{1,1} = 364 \text{ МПа} .$$

Модуль упругости арматуры классов S400 и S500
 $E_{sm} = 2 \cdot 10^5 \text{ МПа.}$

Условия эксплуатации.

Класс среды по условиям эксплуатации конструкции – ХС4. Класс здания по степени ответственности – II (коэффициент надежности по степени ответственности $\gamma_n = 0,95$). Место строительства – г. Горки, нормативная снеговая нагрузка $q_k = 1,2 \text{ кН/м}^2$ [6, табл. 4].

2.1. Расчет плиты покрытия по предельному состоянию первой группы (по прочности)

Нагрузки на 1 м^2 плиты покрытия складываются из постоянной нагрузки (от собственной массы плиты и заданной конструкции кровли) и переменной (снеговая нагрузка).

Расчетное значение нагрузки

$$F_d = F_k \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n,$$

где F_d – расчетное значение нагрузки;

F_k – нормативное значение нагрузки;

γ_f – частный коэффициент безопасности по нагрузке;

γ_n – коэффициент надежности по степени ответственности.

Частные коэффициенты безопасности по нагрузке [6; 3, п. А. 2]:

- от веса железобетонных конструкций, выравнивающих и отделочных слоев, выполненных на строительной площадке – $\gamma_f = 1,35$;
- от снеговой нагрузки – $\gamma_f = 1,5$.

2.1.1. Расчет полки плиты покрытия по прочности

Сбор нагрузок на полку плиты приведен в табл. 3.

Т а б л и ц а 3. Сбор нагрузок на полку плиты

№	Наименование нагрузки	Нормативное значение, кН/м^2	γ_f	γ_n	Расчетное значение, кН/м^2
1	2	3	4	5	6
I. Постоянные нагрузки					
1	Трехслойный рубероидный ковер на мастике (вес одного слоя $m_{p1} = 0,05 \text{ кН/м}^2$)	0,15	1,35	0,95	0,19
2	Цементно-песчаная стяжка ($\delta = 30 \text{ мм}$, $\rho = 1800 \text{ кг/м}^3$, $m_{ст} = 0,03 \cdot 18 = 0,54 \text{ кН/м}^2$)	0,54	1,35	0,95	0,69
3	Пароизоляция ($m_n = 0,1 \text{ кН/м}^2$)	0,1	1,35	0,95	0,13

1	2	3	4	5	6
4	Собственный вес полки ребристой плиты ($\delta = 40$ мм, $\rho = 2500$ кг/м ³ , $m = 0,04 \cdot 25 = 1,0$ кН/м ²)	1,0	1,35	0,95	1,28
	Итого...	$g_k = 1,79$			$g_d = 2,29$
II. Временные нагрузки					
1	Снеговая нагрузка (г. Горки)	1,2	1,5	0,95	1,71
	Итого...	$q_k = 1,2$			$q_d = 1,71$

Определим основные сочетания нагрузок на плиту. В нашем случае они будут иметь следующий вид:

первое основное сочетание:

$$p_1 = g_d + \Psi_{0,i} \cdot q_d = 2,29 + 0,7 \cdot 1,71 = 3,49 \text{ кН/м}^2;$$

второе основное сочетание:

$$p_2 = \xi \cdot g_d + q_d = 0,85 \cdot 2,29 + 1,71 = 3,66 \text{ кН/м}^2.$$

Наиболее неблагоприятным будет являться второе сочетание нагрузок. Для выполнения расчета принимаем полосу шириной $b = 1000$ мм. Нагрузка на 1 м длины полосы будет равна нагрузке, полученной при расчете второго основного сочетания p_2 , умноженной на ширину грузовой площади (ширину полосы b):

$$q = p_2 \cdot b = 3,66 \cdot 1 = 3,66 \text{ кН/м}.$$

Полка ребристой плиты покрытия опирается на продольные и поперечные ребра и представляет собой многопролетную конструкцию. Полка может рассчитываться как балочная плита при отношении длин между продольными и поперечными ребрами $l_2/l_1 \geq 3$ (вариант 1) или как плита, опертая по контуру – $l_2/l_1 < 3$ (вариант 2).

Вариант 1.

Определяем l_1 и l_2 :

$$l_2 = 2,98 - 2 \cdot 0,065 = 2,85 \text{ м},$$

$$\text{средний } l_{1,\text{cp}} = 0,98 - 2 \cdot 0,025 = 0,93 \text{ м},$$

$$\text{крайний } l_{1,\text{кр}} = 1,025 - (0,025 + 0,06) = 0,94 \text{ м}.$$

$$l_2 / l_1 = 2,85 / 0,94 = 3,03 > 3,$$

значит, полку рассчитываем как балочную плиту с расчетными пролетами $l_{1,\text{cp}} = 0,93 \text{ м}$, $l_{1,\text{кр}} = 0,94 \text{ м}$.

Значение расчетных изгибающих моментов:
в первом пролете и на первой промежуточной опоре

$$M_{Sd,\text{кр}} = \frac{q \cdot l_{1,\text{кр}}^2}{11} = \frac{3,66 \cdot 0,94^2}{11} = 0,29 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

в средних пролетах и на средних опорах

$$M_{Sd,\text{cp}} = \frac{q \cdot l_{1,\text{cp}}^2}{16} = \frac{3,66 \cdot 0,93^2}{16} = 0,2 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Расчетное сечение полки плиты представлено на рис. 9.

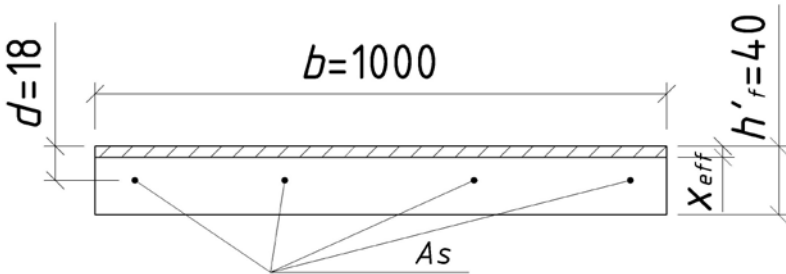


Рис. 9. Расчетное сечение полки плиты

Принимаем толщину защитного слоя бетона c_{cov} в зависимости от класса по условиям эксплуатации. Предусматриваем антикоррозионное покрытие арматуры и принимаем $c_{cov} = 20 \text{ мм}$ (см. табл. 1), тогда

рабочая высота сечения (расстояние от наиболее сжатой грани сечения до центра тяжести поперечного сечения рабочей продольной арматуры) будет равна (см. рис. 9):

$$d = h_f - (c_{cov} + 0,5 \cdot \emptyset) = 40 - (20 + 0,5 \cdot 4) = 18 \text{ мм},$$

где \emptyset – предполагаемый диаметр арматуры.

При расчете изгибаемых элементов по прочности сечений, нормальных к продольной оси, следует соблюдать условие

$$\xi \leq \xi_{lim},$$

где ξ_{lim} – граничное значение относительной высоты сжатой зоны бетона, при которой предельное состояние элемента наступает одновременно с достижением в растянутой арматуре напряжения, равного расчетному сопротивлению f_{yd} ;

ξ – относительная высота сжатой зоны.

$$\xi = \frac{x_{eff}}{d},$$

где x_{eff} – высота сжатой зоны бетона (см. рис. 9).

Определяем значение коэффициента α_m :

$$\alpha_m = \frac{M_{Sd}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{0,29 \cdot 10^3}{16,67 \cdot 10^6 \cdot 1 \cdot 0,018^2} = 0,054,$$

где $\alpha = 1$ – коэффициент, учитывающий длительность действия нагрузки, неблагоприятный способ ее приложения и др. (для бетонов классов по прочности на сжатие не выше C50/60 принимается равным 1,0, для бетонов классов по прочности на сжатие выше C50/60 – равным 0,95 [3, п. 6.1.5.4]).

Определим относительную высоту сжатой зоны бетона:

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,054} = 0,056.$$

Определим характеристику сжатой зоны бетона:

$$\omega = k_c - 0,008 \cdot f_{cd} = 0,85 - 0,008 \cdot 16,67 = 0,717 ,$$

где k_c – коэффициент, принимаемый равным для тяжелого бетона 0,85, для мелкозернистого – 0,80.

Определим граничную относительную высоту сжатой зоны бетона:

$$\xi_{\text{lim}} = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{s,\text{lim}}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,717}{1 + \frac{417}{500} \left(1 - \frac{0,717}{1,1}\right)} = 0,556 ,$$

где $\sigma_{s,\text{lim}}$ – предельные напряжения в арматуре, принимаемые для арматуры классов S240, S400, S500 равными f_{yd} ;

$\sigma_{sc,u}$ – предельные напряжения в арматуре сжатой зоны сечения, принимаемые равными 500 Н/мм².

Условие $\xi = 0,056 < \xi_{\text{lim}} = 0,556$ соблюдается.

Определяем значение коэффициента η :

$$\eta = 1 - 0,5 \cdot \xi = 1 - 0,5 \cdot 0,056 = 0,972 .$$

Требуемая площадь сечения арматуры

$$A_s = \frac{M_{Sd}}{f_{yd} \cdot d \cdot \eta} = \frac{0,29 \cdot 10^3}{417 \cdot 10^{-3} \cdot 18 \cdot 0,972} = 39,75 \text{ мм}^2 .$$

Определяем фактический коэффициент армирования ρ_l и минимально допустимый процент армирования ρ_{min} и проверяем условие:

$$\rho_l = \frac{A_s}{d \cdot b} = \frac{39,75}{18 \cdot 1000} \cdot 100 \% = 0,221 \% > \rho_{\text{min}} = 26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 26 \cdot \frac{2,6}{500} = 0,135 \% ,$$

но не менее 0,13 %.

Условие выполняется.

Принимаем по сортаменту (прил. А) рабочие стержни Ø5 S500, установленные с шагом 300 мм. Распределительная арматура также принимается по сортаменту (из расчета не менее 10 % от площади сечения рабочей арматуры) – Ø3 S500, устанавливается с шагом 350 мм.

После расчета по прочности и подбора арматуры выполняется конструирование сетки С-1, расположенной в полке плиты.

Вариант 2.

Определяем l_1 и l_2 :

$$l_2 = 1,49 - 2 \cdot 0,065 = 1,36 \text{ м,}$$

$$\text{средний } l_{1,\text{cp}} = 0,98 - 2 \cdot 0,025 = 0,93 \text{ м,}$$

$$\text{крайний } l_{1,\text{кр}} = 1,025 - (0,025 + 0,06) = 0,94 \text{ м.}$$

$$l_2 / l_1 = 1,36 / 0,94 = 1,45 < 3 ,$$

значит, полку рассчитываем как плиту, опертую по контуру, с расчетными пролетами $l_{1,\text{cp}} = 0,93$ м, $l_{1,\text{кр}} = 0,94$ м.

Принимаем толщину защитного слоя бетона c_{cov} в зависимости от класса по условиям эксплуатации. Предусматриваем антикоррозионное покрытие арматуры и принимаем $c_{\text{cov}} = 20$ мм (см. табл. 1), тогда рабочая высота сечения будет равна:

$$d = h - (c_{\text{cov}} + 0,5 \cdot \emptyset) = 40 - (20 + 0,5 \cdot 4) = 18 \text{ мм,}$$

где \emptyset – предполагаемый диаметр арматуры.

Усилие в плите определяем с учетом ее опирания на продольные и поперечные ребра по всему контуру и перераспределения усилий вследствие пластических деформаций:

$$\frac{q \cdot l_1^2}{12} (3l_2 - l_1) = (2M_1 + M_I + M'_I) l_2 + (2M_2 + M_{II} + M'_{II}) l_1 ,$$

где M_1, M_2 – пролетные моменты;

$M_I, M'_I, M_{II}, M'_{II}$ – опорные моменты (в рассматриваемом случае принимаются равными соответствующим пролетным моментам).

Изгибающие моменты плиты M зависят от площади арматуры A_s и определяются по формуле

$$M = f_{yd} A_s z_s,$$

где $z_s = 0,95d$ – плечо внутренней пары сил.

Соотношения между расчетными моментами в плитах, опертых по контуру, приведены в табл. 4 [1].

Т а б л и ц а 4. Соотношения между расчетными моментами

l_2 / l_1	M_2 / M_1
1...1,5	0,2...1
1,5...3	0,15...0,5

Так как в нашем случае $l_2 / l_1 = 1,45$, то $M_2 / M_1 = 0,9$. Тогда уравнение усилий примет вид:

$$\begin{aligned} \frac{q \cdot l_1^2}{12} (3l_2 - l_1) &= (2M_1 + M_l + M'_l) l_2 + (2M_2 + M_n + M'_n) l_1 = \\ &= 4M_1 \cdot l_2 + 4M_2 \cdot l_1 = 4M_1 \cdot l_2 + 4 \cdot 0,9M_1 \cdot l_1 = M_1 (4l_2 + 3,6l_1). \end{aligned}$$

Отсюда

$$M_1 = \frac{q \cdot l_1^2}{12(4l_2 + 3,6l_1)} (3l_2 - l_1).$$

Так как кроме этого

$$M_1 = z_s f_{yd} A_s = 0,95 f_{yd} A_s d,$$

то

$$M_1 = \frac{q \cdot l_1^2}{12(4l_2 + 3,6l_1)} (3l_2 - l_1) = 0,95 f_{yd} A_s d.$$

Тогда требуемая площадь сечения рабочей арматуры будет равна:

$$A_s = \frac{q \cdot l_1^2}{12(4l_2 + 3,6l_1) \cdot 0,95 f_{yd} d} (3l_2 - l_1) =$$

$$= \frac{3,66 \cdot 0,94^2 \cdot 10^6}{12(4 \cdot 1,36 + 3,6 \cdot 0,94) \cdot 10^3 \cdot 0,95 \cdot 417 \cdot 18} (3 \cdot 1,36 - 0,94) \cdot 10^3 = 14,3 \text{ мм}^2.$$

Определяем фактический коэффициент армирования ρ_l и минимально допустимый процент армирования ρ_{\min} и проверяем условие:

$$\rho_l = \frac{A_s}{d \cdot b_w} = \frac{14,3}{18 \cdot 1000} \cdot 100 \% = 0,08 \% < \rho_{\min} = 26 \cdot \frac{f_{cm}}{f_{yk}} = 26 \cdot \frac{2,6}{500} = 0,124 \% ,$$

но не менее 0,13 %.

Условие не выполняется. Принимаем площадь арматуры из условия $\rho_l \geq 0,13 \%$, тогда

$$A_s = \frac{18 \cdot 1000 \cdot 0,13 \%}{100 \%} = 23,4 \text{ мм}^2 .$$

Принимаем по сортаменту (прил. А) рабочие стержни Ø4 S500, установленные с шагом 400 мм.

После расчета по прочности и подбора арматуры выполняется конструирование сетки С-1, расположенной в полке плиты (прил. В).

2.1.2. Расчет продольных ребер плиты покрытия по прочности

Дальнейший расчет проведем для варианта 2.

Продольное ребро плиты покрытия рассматриваем как свободно лежащую балку на двух опорах, нагруженную равномерно распределенной нагрузкой.

Расчетная схема продольного ребра плиты приведена на рис. 10.

Расчетный пролет принимаем равным:

$$l_0 = l - 2 \cdot \left(\frac{l_{\text{оп}}}{2} \right) = 5970 - 100 = 5870 \text{ мм},$$

где $l = 5970$ мм – фактическая длина плиты;

$l_{\text{оп}} = 100$ мм – ширина участка опирания (половина ширины ригеля).

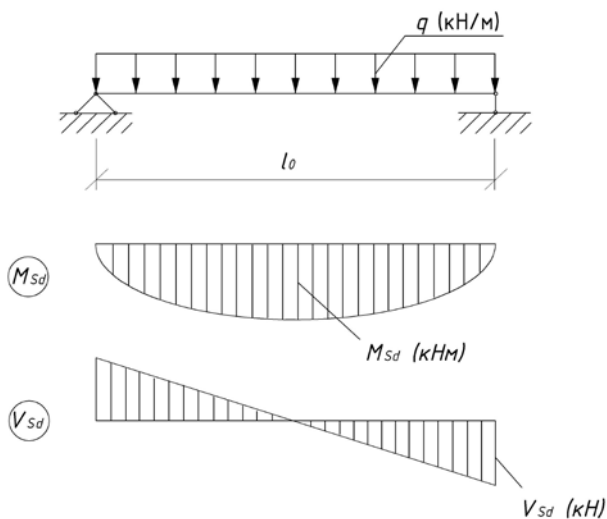


Рис. 10. Расчетная схема продольного ребра плиты

Определим нормативную нагрузку от собственной массы плиты:

$$m_{\text{пл}} = (V_{\text{пл}} \cdot \rho \cdot g) / A_{\text{пл}},$$

где $V_{\text{пл}}$ – объем плиты;

ρ – плотность бетона;

g – ускорение свободного падения;

$A_{\text{пл}}$ – площадь плиты в плане.

$$\begin{aligned} m_{\text{пл}} = & [(40 \cdot 1\,490 + 2 \cdot (1/2)(95 + 15 + 65)(300 - 40)) \cdot 5\,970 + \\ & + 2 \cdot (1/2)(150 + 60)(200 - 40)(1\,490 - 2 \cdot 65) + \\ & + 5 \cdot (1/2)(150 - 40)(50 + 100)(1\,490 - 2 \cdot 65)] \cdot 10^{-9} \cdot 2\,500 \cdot 9,81 / (5,970 \cdot 1,490) = \\ & = 2\,010 \text{ Н/м}^2 = 2,01 \text{ кН/м}^2. \end{aligned}$$

Сбор нагрузок на 1 м^2 плиты покрытия приведен в табл. 5.

Т а б л и ц а 5. Сбор нагрузок на 1 м² плиты покрытия для расчета продольных ребер

№	Наименование нагрузки	Нормативное значение, кН/м ²	γ_f	γ_n	Расчетное значение, кН/м ²
I. Постоянные нагрузки					
1	Трехслойный рубероидный ковер на мастике (вес одного слоя $m_{р1} = 0,05$ кН/м ²)	0,15	1,35	0,95	0,19
2	Цементно-песчаная стяжка ($\delta = 30$ мм, $\rho = 1\ 800$ кг/м ³ , $m_{ст} = 0,03 \cdot 18 = 0,54$ кН/м ²)	0,54	1,35	0,95	0,69
3	Пароизоляция ($m_n = 0,1$ кН/м ²)	0,1	1,35	0,95	0,13
4	Собственный вес плиты покрытия ($m_{пл} = 2,01$ кН/м ²)	2,01	1,35	0,95	2,58
И т о г о...		$g_k = 2,80$			$g_d = 3,59$
II. Временные нагрузки					
1	Снеговая нагрузка (г. Горки)	1,2	1,5	0,95	1,71
И т о г о...		$q_k = 1,2$			$q_d = 1,71$

Определим основные сочетания нагрузок на плиту.

Первое основное сочетание:

$$p_1 = 3,59 + 0,7 \cdot 1,71 = 4,79 \text{ кН/м}^2.$$

Второе основное сочетание:

$$p_2 = 0,85 \cdot 3,59 + 1,71 = 4,76 \text{ кН/м}^2.$$

Наиболее неблагоприятным будет являться первое сочетание нагрузок: $p_1 = 4,79$ кН/м². Приводим нагрузку к погонной:

$$q = p_1 \cdot 1,490 \text{ м} = 4,79 \cdot 1,490 = 7,1 \text{ кН/м}.$$

Значение расчетных усилий:

$$M_{sd} = \frac{q \cdot l_0^2}{8} = \frac{7,1 \cdot 5,87^2}{8} = 30,6 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$V_{Sd} = \frac{q \cdot l_0}{2} = \frac{7,1 \cdot 5,87}{2} = 20,8 \text{ кН.}$$

Чтобы рассчитать ребристую железобетонную плиту покрытия, приводим ее к тавровому сечению (рис. 11). Размеры таврового сечения: высота сечения $h = 300$ мм, ширина полки $b'_f = 1460$ мм, высота полки $h'_f = 40$ мм, ширина ребра $b_w = 130$ мм.

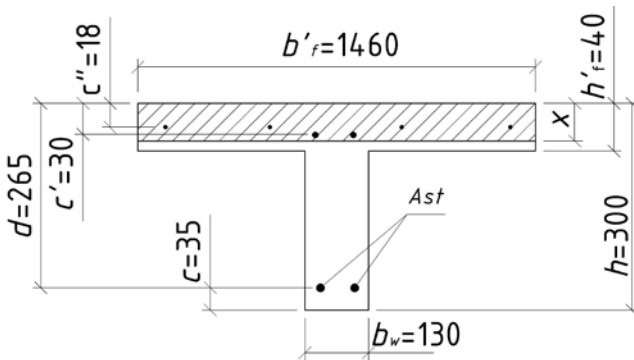


Рис. 11. Расчетное сечение продольных ребер плиты

При расчете изгибаемых элементов таврового сечения сначала определяется положение нейтральной оси, так как граница сжатой зоны может находиться и в полке, и в ребре, и возможны два случая расчета.

Устанавливаем расчетный случай для таврового сечения, для этого проверяем условие

$$M_{Rd,n} > M_{Sd},$$

где $M_{Rd,n}$ – момент, воспринимаемый полкой плиты;

M_{Sd} – момент, вызванный действием внешней нагрузки.

При соблюдении этого условия нейтральная ось проходит в полке плиты, если условие не соблюдается, $M_{Rd,n} < M_{Sd}$ – нейтральная ось проходит в ребре. Если нейтральная ось проходит в полке, сечение рассматривается как прямоугольное с шириной b'_f .

$$M_{Rd,n} = \alpha \cdot f_{cd} \cdot b'_f \cdot h'_f \cdot \left(d - \frac{h'_f}{2} \right),$$

где α – коэффициент, учитывающий длительность действия нагрузки, неблагоприятный способ ее приложения и др. (для бетонов классов по прочности на сжатие не выше C50/60 принимается равным 1,0, для бетонов классов по прочности на сжатие выше C50/60 – равным 0,95 [3, п. 6.1.5.4];

d – рабочая высота сечения (расстояние от наиболее сжатой грани сечения до центра тяжести поперечного сечения рабочей продольной арматуры).

Примем величину защитного слоя бетона $c_{cov} = 25$ мм (см. табл. 1), тогда рабочая высота сечения будет равна (см. рис. 11):

$$d = h - c = h - (c_{cov} + 0,5 \cdot \emptyset) = 300 - (25 + 0,5 \cdot 20) = 265 \text{ мм},$$

где \emptyset – предполагаемый диаметр рабочей продольной арматуры.

$$M_{Rd,n} = 1 \cdot 16,67 \cdot 10^3 \cdot 1,46 \cdot 0,04 \cdot \left(0,265 - \frac{0,04}{2} \right) = 238,51 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Так как

$$M_{Rd,n} = 238,51 \text{ кН}\cdot\text{м} > M_{Sd} = 30,6 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

нейтральная ось проходит в пределах полки. Сечение рассматриваем как прямоугольное с шириной b'_f .

Определяем характеристику сжатой зоны бетона:

$$\omega = k_c - 0,008 \cdot f_{cd} = 0,85 - 0,008 \cdot 16,67 = 0,717,$$

где k_c – коэффициент, принимаемый равным для тяжелого бетона 0,85, для мелкозернистого – 0,80.

Определим граничную относительную высоту сжатой зоны сечения:

$$\xi_{\text{lim}} = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{s,\text{lim}}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,717}{1 + \frac{435}{500} \left(1 - \frac{0,717}{1,1}\right)} = 0,550,$$

где $\sigma_{s,\text{lim}}$ – предельные напряжения в арматуре, принимаемые для арматуры классов S240, S400, S500 равными f_{yd} ;

$\sigma_{sc,u}$ – предельные напряжения в арматуре сжатой зоны сечения, принимаемые равными 500 Н/мм².

Определяем значение коэффициента α_m :

$$\alpha_m = \frac{M_{Sd}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b_f' \cdot d^2} = \frac{30,6 \cdot 10^3}{1 \cdot 16,67 \cdot 10^6 \cdot 1,46 \cdot 0,265^2} = 0,018.$$

Определим относительную высоту сжатой зоны бетона:

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,018} = 0,018.$$

Проверяем условие

$$\xi = 0,018 < \xi_{\text{lim}} = 0,550.$$

Условие соблюдается, имеем нормально армированное сечение.

Определяем значение коэффициента η :

$$\eta = 1 - 0,5 \cdot \xi = 1 - 0,5 \cdot 0,018 = 0,991.$$

Требуемая площадь продольной арматуры

$$A_{st} = \frac{M_{Sd}}{f_{yd} \cdot d \cdot \eta} = \frac{30,6 \cdot 10^3}{435 \cdot 10^{-3} \cdot 265 \cdot 0,991} = 267,9 \text{ мм}^2.$$

По сортаменту (прил. А) принимаем 2Ø14 S500 с $A_{st} = 308 \text{ мм}^2$.

Определяем фактический коэффициент армирования ρ_l и минимально допустимый процент армирования ρ_{min} и проверяем условие:

$$\rho_l = \frac{A_{st}}{d \cdot b_w} = \frac{308}{265 \cdot 130} \cdot 100 \% = 0,89 \% > \rho_{\min} = 26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 26 \cdot \frac{2,6}{500} = 0,135 \% ,$$

но не менее 0,13 %.

Условие выполняется.

Проверяем условие по поперечной силе:

$$V_{Sd} \leq 0,6 \cdot f_{cd} \cdot d \cdot b_w \cdot$$

$$20,9 \text{ кН} < 0,6 \cdot 16,67 \cdot 10^3 \cdot 0,265 \cdot 0,13 = 344,57 \text{ кН} .$$

Условие соблюдается, значит, поперечная арматура устанавливается конструктивно. По условию свариваемости с продольной арматурой (см. табл. 2) принимаем поперечные стержни $\varnothing 4$ S500 с шагом:

на приопорных участках длиной $0,25 \cdot l = 0,25 \cdot 6,0 = 1,5$ м шаг $s_1 = 150$ мм;

в средней части шаг $s_2 = 200$ мм.

На участке опирания продольного ребра на ригель устанавливаем два поперечных стержня $\varnothing 8$ S500. Монтажные стержни принимаем $2\varnothing 12$ S400.

После расчета по прочности и подбора арматуры выполняется конструирование каркаса К-1, расположенного в продольном ребре плиты (прил. В).

2.1.3. Расчет поперечного ребра плиты покрытия по прочности

Поперечное ребро плиты покрытия рассматриваем как свободно лежащую балку на двух опорах, нагруженную равномерно распределенной нагрузкой.

Расчетная схема поперечного ребра плиты приведена на рис. 12.

Расчетный пролет принимаем равным расстоянию между осями продольных ребер:

$$l_0 = 1,49 - 0,065 = 1,425 \text{ м} .$$

Сбор нагрузок на поперечное ребро приведен в табл. 6. Нагрузка собирается погонная с грузовой полосы шириной 0,98 м, соответствующей расстоянию между поперечными ребрами.

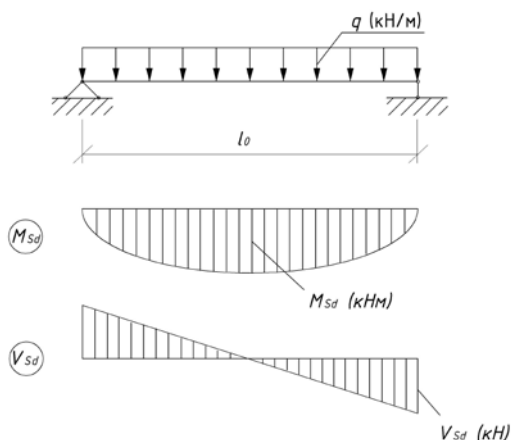


Рис. 12. Расчетная схема поперечного ребра плиты

Т а б л и ц а 6. Сбор нагрузок на поперечное ребро

№	Наименование нагрузки	Нормативное значение, кН/м	γ_f	γ_n	Расчетное значение, кН/м
1	2	3	4	5	6
I. Постоянные нагрузки					
1	Трехслойный рубероидный ковер на мастике (вес одного слоя $m_{р1} = 0,05$ кН/м ² , $m_p = 0,15 \cdot 0,98 = 0,147$ кН/м)	0,147	1,35	0,95	0,19
2	Цементно-песчаная стяжка ($\delta = 30$ мм, $\rho = 1\,800$ кг/м ³ , $m_{ст} = 0,03 \cdot 18 \cdot 0,98 = 0,53$ кН/м)	0,53	1,35	0,95	0,68
3	Пароизоляция ($m_n = 0,1 \cdot 0,98 = 0,098$ кН/м)	0,098	1,35	0,95	0,13
4	Собственный вес полки плиты покрытия ($\delta = 40$ мм, $\rho = 2\,500$ кг/м ³ , $m_{пп} = 0,04 \cdot 25 \cdot 0,98 = 0,98$ кН/м)	0,98	1,35	0,95	1,26
5	Собственный вес поперечного ребра ($\delta = 150 - 40 = 110$ мм, $\rho = 2\,500$ кг/м ³ , $m_{пр} = 0,11 \cdot 25 \cdot 0,075 = 0,206$ кН/м)	0,206	1,35	0,95	0,26
И т о г о ...		$g_k = 1,96$			$g_d = 2,52$

1	2	3	4	5	6
II. Временные нагрузки					
1	Снеговая нагрузка (г. Горки), $m = 1,2 \cdot 0,98 = 1,176$ кН/м	1,176	1,5	0,95	1,68
Итого...		$q_k = 1,176$			$q_d = 1,68$

Определим основные сочетания нагрузок на плиту.

Первое основное сочетание:

$$p_1 = 2,52 + 0,7 \cdot 1,68 = 3,7 \text{ кН/м.}$$

Второе основное сочетание:

$$p_2 = 0,85 \cdot 2,52 + 1,68 = 3,82 \text{ кН/м.}$$

Наиболее неблагоприятным будет являться второе сочетание нагрузок: $q = p_2 = 3,82$ кН/м.

Сечение рассматриваем тавровое (рис. 13) со следующими размерами: высота сечения $h = 150$ мм, ширина полки $b'_f = 980$ мм, высота полки $h'_f = 40$ мм, ширина ребра $b_w = 75$ мм.

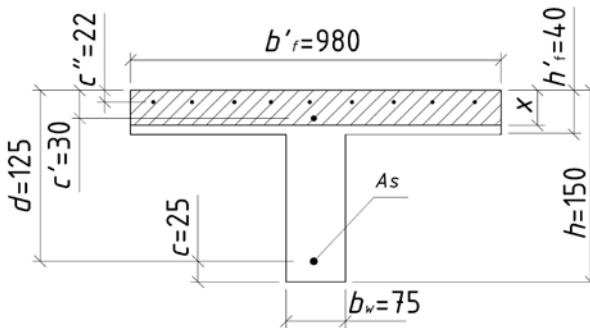


Рис. 13. Расчетное сечение поперечного ребра

Значение расчетных усилий в поперечном ребре:

$$M_{Sd} = \frac{q \cdot l_0^2}{8} = \frac{3,82 \cdot 1,425^2}{8} = 0,97 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$V_{Sd} = \frac{q \cdot l_0}{2} = \frac{3,82 \cdot 1,425}{2} = 2,72 \text{ кН}.$$

Предусматриваем антикоррозионное покрытие арматуры и принимаем $c_{cov} = 20$ мм (см. табл. 1), тогда рабочая высота сечения будет равна:

$$d = h - c = h - (c_{cov} + 0,5 \cdot \emptyset) = 150 - (20 + 0,5 \cdot 10) = 125 \text{ мм};$$

$$\xi_{lim} = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{s,lim}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,717}{1 + \frac{364}{500} \left(1 - \frac{0,717}{1,1}\right)} = 0,572.$$

Проверяем, где проходит граница сжатой зоны:

$$\begin{aligned} M_{Rd,n} &= \alpha \cdot f_{cd} \cdot b'_f \cdot h'_f \cdot \left(d - \frac{h'_f}{2}\right) = \\ &= 1 \cdot 16,67 \cdot 10^3 \cdot 0,98 \cdot 0,04 \cdot \left(0,125 - \frac{0,04}{2}\right) = 68,61 \text{ кН}\cdot\text{м}. \end{aligned}$$

Так как $M_{Rd,n} = 68,61 \text{ кН}\cdot\text{м} > M_{Sd} = 0,97 \text{ кН}\cdot\text{м}$, нейтральная ось проходит в пределах полки. Сечение рассматриваем как прямоугольное с шириной b'_f .

$$\alpha_m = \frac{M_{Sd}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b'_f \cdot d^2} = \frac{0,97 \cdot 10^3}{1 \cdot 16,67 \cdot 10^6 \cdot 0,98 \cdot 0,125^2} = 0,0038.$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0038} = 0,0038.$$

Условие $\xi = 0,0038 < \xi_{lim} = 0,572$ соблюдается.

Определяем значение коэффициента η :

$$\eta = 1 - 0,5 \cdot \xi = 1 - 0,5 \cdot 0,0038 = 0,998 .$$

Требуемая площадь продольной арматуры

$$A_s = \frac{M_{Sd}}{f_{yd} \cdot d \cdot \eta} = \frac{0,97 \cdot 10^3}{364 \cdot 10^{-3} \cdot 125 \cdot 0,998} = 21,3 \text{ мм}^2 .$$

По сортаменту (прил. А) принимаем 1Ø6 S400 с $A_s = 28,3 \text{ мм}^2$.

Проверяем условие:

$$\rho_l = \frac{A_s}{d \cdot b_w} = \frac{28,3}{125 \cdot 75} \cdot 100 \% = 0,30 \% > \rho_{\min} = 26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 26 \cdot \frac{2,6}{400} = 0,169 \% ,$$

но не менее 0,13 %.

Условие выполняется.

Проверяем условие

$$V_{Sd} \leq 0,6 \cdot f_{cd} \cdot d \cdot b_w .$$

$$2,72 \text{ кН} < 0,6 \cdot 16,67 \cdot 10^3 \cdot 0,125 \cdot 0,075 = 93,77 \text{ кН} .$$

Условие соблюдается, значит, поперечная арматура устанавливается конструктивно. По условию свариваемости с продольной арматурой принимаем поперечные стержни Ø4 S500 с шагом 150 мм. Монтажную арматуру принимаем 1Ø5 S500.

После расчета по прочности и подбора арматуры выполняется конструирование каркаса К-2, расположенного в поперечном ребре плиты (прил. В).

2.2. Расчет плиты покрытия по предельным состояниям второй группы

2.2.1. Расчет продольных ребер по образованию нормальных трещин

Сбор нагрузок на 1 м² плиты покрытия для расчета продольных ребер по предельным состояниям второй группы приведен в табл. 7.

Т а б л и ц а 7. Сбор нагрузок на 1 м² плиты покрытия для расчета продольных ребер по предельным состояниям второй группы

№	Наименование нагрузки	Нормативное значение, кН/м ²	γ_f	γ_n	Расчетное значение, кН/м ²
I. Постоянные нагрузки					
1	Трехслойный рубероидный ковер на мастике (вес одного слоя $m_{рл} = 0,05$ кН/м ²)	0,15	1,0	1,0	0,15
2	Цементно-песчаная стяжка ($\delta = 30$ мм, $\rho = 1\ 800$ кг/м ³ , $m_{ст} = 0,03 \cdot 18 = 0,54$ кН/м ²)	0,54	1,0	1,0	0,54
3	Пароизоляция ($m_n = 0,1$ кН/м ²)	0,1	1,0	1,0	0,1
4	Собственный вес плиты покрытия ($m_{пл} = 2,01$ кН/м ²)	2,01	1,0	1,0	2,01
И т о г о ...		$g_k = 2,8$			$g_d = 2,8$
II. Временные нагрузки					
1	Снеговая нагрузка (г. Горки)	1,2	1,0	1,0	1,2
И т о г о ...		$q_k = 1,2$			$q_d = 1,2$

Определим основные сочетания нагрузок на плиту.

Нормативное (редкое) сочетание:

$$p_1 = g_k + q_d = 2,8 + 1,2 = 4,0 \text{ кН/м}^2.$$

Частое сочетание:

$$p_2 = g_d + \psi_{1,1} \cdot q_d = 2,8 + 0,5 \cdot 1,2 = 3,4 \text{ кН/м}^2.$$

Практически постоянное сочетание:

$$p_3 = g_d + \psi_{2,1} \cdot q_d = 2,8 + 0,3 \cdot 1,2 = 3,16 \text{ кН/м}^2.$$

Наиболее неблагоприятным будет являться нормативное (редкое) сочетание нагрузок: $p_1 = 4,0$ кН/м². Приводим нагрузку на продольные ребра к погонной:

$$q_n = p_1 \cdot 1,490 \text{ м} = 4,0 \cdot 1,490 = 5,96 \text{ кН/м}.$$

Значение максимального нормативного изгибающего момента в середине пролета

$$M_{sd,n} = \frac{q_n \cdot l_0^2}{8} = \frac{5,96 \cdot 5,87^2}{8} = 25,7 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Определим геометрические характеристики приведенного сечения (рис. 14): высота сечения $h = 300$ мм, ширина полки $b'_f = 1460$ мм, высота полки $h'_f = 40$ мм, ширина ребра $b_w = 130$ мм, $c = 35$ мм, $c' = 30$ мм, $c'' = 18$ мм.

Чтобы рассчитать ребристую железобетонную плиту покрытия, приводим ее сечение к тавровому профилю (рис. 14). Размеры таврового сечения: высота сечения $h = 300$ мм, ширина полки $b'_f = 1460$ мм, высота полки $h'_f = 40$ мм, ширина ребра $b_w = 130$ мм.

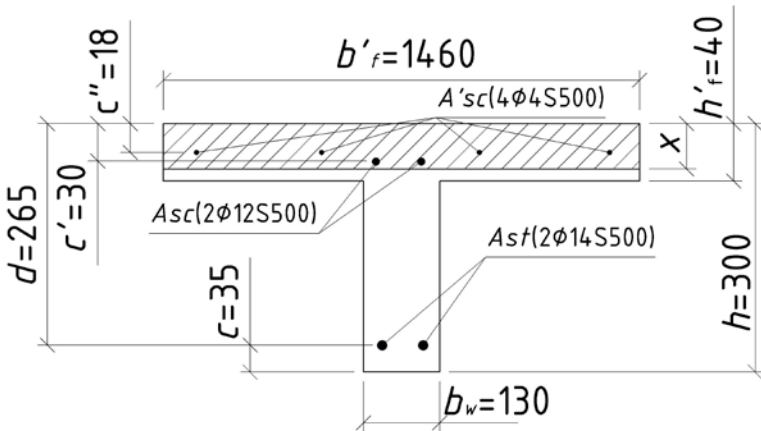


Рис. 14. Расчетное сечение продольных ребер

В расчетном сечении продольного ребра расположены растянутые стержни $2\phi 14$ S500 ($A_{st} = 308 \text{ мм}^2$), сжатые монтажные стержни $2\phi 12$ S500 ($A_{sc} = 226 \text{ мм}^2$), продольные стержни сетки полки $4\phi 4$ S500 ($A'_{sc} = 50 \text{ мм}^2$).

Определяем коэффициент приведения арматуры к бетону:

$$\alpha_l = \frac{E_{sm}}{E_{cm}} = \frac{2,0 \cdot 10^5}{31,5 \cdot 10^3} = 6,35.$$

Площадь приведенного сечения

$$\begin{aligned} A &= b_w \cdot h + (b'_f - b_w) \cdot h'_f + \alpha_l \cdot (A_{st} + A_{sc} + A'_{sc}) = \\ &= 130 \cdot 300 + (1460 - 130) \cdot 40 + 6,35 \cdot (308 + 226 + 50) = 9,5 \cdot 10^4 \text{ мм}^2. \end{aligned}$$

Статический момент приведенного сечения относительно оси, проходящей по растянутой грани сечения:

$$\begin{aligned} S &= \frac{b_w \cdot h^2}{2} + (b'_f - b_w) \cdot h'_f \cdot (h - \frac{h'_f}{2}) + \\ &+ \alpha_l \cdot (A_{st} \cdot c + A_{sc} \cdot (h - c') + A'_{sc} \cdot (h - c'')) = \frac{130 \cdot 300^2}{2} + (1460 - 130) \cdot 40 \times \\ &\times (300 - \frac{40}{2}) + 6,35 \cdot (308 \cdot 35 + 226 \cdot (300 - 30) + 50 \cdot (300 - 18)) = 2,1 \cdot 10^7 \text{ мм}^3. \end{aligned}$$

Расстояние от растянутой грани до центра тяжести приведенного сечения

$$y = \frac{S}{A} = \frac{2,1 \cdot 10^7}{9,5 \cdot 10^4} = 221,1 \text{ мм}.$$

Момент инерции приведенного сечения относительно оси, проходящей через центр тяжести приведенного сечения:

$$\begin{aligned} I &= \frac{b_w \cdot h^3}{12} + b_w \cdot h \cdot (y - \frac{h}{2})^2 + \frac{(b'_f - b_w) \cdot h'^3_f}{12} + (b'_f - b_w) \cdot h'_f \cdot (h - \frac{h'_f}{2} - y)^2 + \\ &+ \alpha_l \cdot (A_{st} \cdot (y - c)^2 + A_{sc} \cdot (h - c' - y)^2 + A'_{sc} \cdot (h - c'' - y)^2) = \frac{130 \cdot 300^3}{12} + \\ &+ 130 \cdot 300 \cdot (221,1 - \frac{300}{2})^2 + \frac{(1460 - 130) \cdot 40^3}{12} + (1460 - 130) \cdot 40 \cdot (300 - \frac{40}{2} - 221,1)^2 + \\ &+ 6,35 \cdot (308 \cdot (221,1 - 35)^2 + 226 \cdot (300 - 30 - 221,1)^2 + 50 \cdot (300 - 18 - 221,1)^2) = \\ &= 7,5 \cdot 10^8 \text{ мм}^4. \end{aligned}$$

Упругий момент сопротивления приведенного сечения по растянутой зоне

$$W = \frac{I}{y} = \frac{7,5 \cdot 10^8}{221,1} = 3,39 \cdot 10^6 \text{ мм}^3.$$

Упругопластический момент сопротивления железобетонного сечения по растянутой зоне

$$W_{pl} = \gamma \cdot W = 1,75 \cdot 3,39 \cdot 10^6 = 5,93 \cdot 10^6 \text{ мм}^3.$$

Момент внутренних усилий в сечении перед образованием трещин

$$M_{cr} = f_{ctm} \cdot W_{pl} = 2,6 \cdot 10^3 \cdot 0,00593 = 15,4 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Так как $M_{Sd,n} = 25,7 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_{cr} = 15,4 \text{ кН} \cdot \text{м}$, трещины образуются и необходимо проверить их ширину раскрытия.

2.2.2. Расчет продольных ребер по раскрытию нормальных трещин

Расчет по раскрытию трещин следует производить из условия

$$w_k \leq w_{lim},$$

где w_k – расчетная ширина раскрытия трещин;

w_{lim} – предельно допустимая ширина раскрытия трещин, принимаемая для класса ХС4 равной 0,3 мм [3, табл. 5.1].

Определим эффективную площадь растянутой зоны сечения по формуле

$$A_{c,eff} = b_w \cdot h_{c,eff};$$

$$h_{c,eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} 2,5 \cdot (h - d) = 2,5 \cdot (300 - 265) = 87,5 \\ (h - x_{II}) / 2 = (300 - 28) / 2 = 136 \\ h / 2 = 300 / 2 = 150 \end{array} \right\} = 87,5 \text{ мм},$$

где для сечения с трещиной при использовании двухлинейной диаграммы деформирования высота сжатой зоны x_{II} в общем случае может быть найдена из условия равенства статических моментов сжатой и растянутой зон сечения относительно нейтральной оси и при отсутствии расчетной арматуры в сжатой зоне:

$$\frac{b_w \cdot x_{II}^2}{2} + (b'_f - b_w) \cdot h'_f \cdot (x_{II} - \frac{h'_f}{2}) = \alpha_l \cdot \rho_l \cdot b_w \cdot d \cdot (d - x_{II}).$$

Подставив числовые значения с учетом коэффициента армирования $\rho_l = \frac{A_{st}}{b_w \cdot d} = \frac{308}{130 \cdot 265} = 0,009(0,9 \%)$, получим, решив квадратное уравнение, $x_{II} \approx 28$ мм.

$$A_{c,eff} = b_w \cdot h_{c,eff} = 130 \cdot 87,5 = 1,14 \cdot 10^4 \text{ мм}^2.$$

Определим значение эффективного коэффициента армирования:

$$\rho_{eff} = \frac{A_{st}}{A_{c,eff}} = \frac{308}{1,14 \cdot 10^4} = 0,027,$$

где A_{st} – площадь сечения арматуры, заключенной внутри эффективной площади растянутой зоны сечения $A_{c,eff}$.

Среднее расстояние между трещинами, нормальными к продольной оси, определим по формуле

$$S_{rm} = 50 + 0,25 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot \emptyset / \rho_{eff},$$

где k_1 – коэффициент, учитывающий условия сцепления арматуры с бетоном (для стержней периодического профиля $k_1 = 0,8$, для гладких стержней $k_1 = 1,6$);

k_2 – коэффициент, учитывающий вид напряженно-деформированного состояния элемента и принимаемый равным при изгибе 0,5;

\emptyset – диаметр стержня, мм.

$$S_{rm} = 50 + 0,25 \cdot 0,8 \cdot 0,5 \cdot 14 / 0,027 = 101,9 \text{ мм}.$$

Определим средние относительные деформации арматуры по следующей формуле:

$$\varepsilon_{sm} = \varepsilon_s \cdot \psi_s,$$

где $\varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s}$ – относительная деформация растянутой арматуры в сечении с трещиной;

ψ_s – коэффициент, учитывающий неравномерность распределения относительных деформаций растянутой арматуры на участках между трещинами.

$$\psi_s = 1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right),$$

где β_1 – коэффициент, принимаемый равным для стержневой арматуры периодического профиля 1,0, для гладкой стержневой арматуры – 0,5;

β_2 – коэффициент, учитывающий длительность действия нагрузки, принимаемый равным при действии кратковременных нагрузок 1,0, при действии длительно действующих и многократно повторяющихся нагрузок – 0,5;

σ_{sr} – напряжения в растянутой арматуре, рассчитанные для сечения с трещиной, от усилий, при которых образуются трещины;

σ_s – напряжения в растянутой арматуре, рассчитанные для сечения с трещиной, от усилий, вызванных расчетной комбинацией нагрузок.

$$\sigma_s = \frac{M_{Sd,n}}{z \cdot A_{st}},$$

где z – плечо внутренней пары сил в сечении с трещиной для второй стадии напряженно-деформированного состояния, определяемое в зависимости от процента армирования:

$$z = 0,90d \text{ при } \rho_l \leq 0,5 \% ;$$

$$z = 0,85d \text{ при } 0,5 \% \leq \rho_l \leq 1,0 \% ;$$

$$z = 0,80d \text{ при } \rho_l \geq 1,0 \% .$$

Так как в нашем случае $\rho_l = 0,9 \%$, то

$$\sigma_s = \frac{M_{Sd,n}}{0,85 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{25,7 \cdot 10^6}{0,85 \cdot 265 \cdot 308} = 370,4 \text{ МПа.}$$

Вместо отношения $\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s}$ при изгибе допускается применять $\frac{M_{cr}}{M_{Sd,n}}$

[3, п. 8.2.1.10], значит,

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_{sm}} \cdot (1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot (\frac{M_{cr}}{M_{Sd,n}})) = \frac{370,4}{2 \cdot 10^5} \cdot (1 - 1,0 \cdot 0,5 \cdot (\frac{15,4}{25,7})) = 129,7 \cdot 10^{-5} .$$

Тогда расчетная ширина раскрытия трещин, нормальных к продольной оси, будет равна:

$$w_k = \beta \cdot S_{rm} \cdot \varepsilon_{sm} ,$$

где β – коэффициент, учитывающий отношение расчетной ширины раскрытия трещин к средней, при расчете ширины раскрытия трещин, образующихся от действия усилий, возникающих при ограничении вынужденных деформаций для сечений, наименьший размер которых (высота, ширина, толщина) составляет не более 300 мм, $\beta = 1,3$ [3, п. 8.2.1.8].

$$w_k = 1,3 \cdot 101,9 \cdot 129,7 \cdot 10^{-5} = 0,17 \text{ мм.}$$

Проверяем условие по ширине раскрытия трещин:

$$w_k = 0,17 \text{ мм} < w_{lim} = 0,3 \text{ мм.}$$

Значит, проверка по ширине раскрытия трещин выполняется.

2.2.3. Расчет продольных ребер по деформациям

Расчет железобетонных конструкций по деформациям следует производить из условия

$$a_k \leq a_{\text{lim}},$$

где a_k – прогиб (перемещение) железобетонной конструкции от действия внешней нагрузки, мм;

a_{lim} – предельно допустимый прогиб (перемещение), мм.

Определим момент инерции сечения с трещиной:

$$\begin{aligned} I_{\text{II}} &= \frac{b \cdot x_{\text{II}}^3}{12} + b \cdot x_{\text{II}} \cdot \left(\frac{x_{\text{II}}}{2}\right)^2 + \alpha_l \cdot A_{st} \cdot (d - x_{\text{II}})^2 = \\ &= \frac{b \cdot x_{\text{II}}^3}{3} + \alpha_l \cdot A_{st} \cdot (d - x_{\text{II}})^2 = \\ &= \frac{1460 \cdot 28^3}{3} + 6,35 \cdot 308 \cdot (265 - 28)^2 = 1,21 \cdot 10^8 \text{ мм}^4. \end{aligned}$$

Изгибная жесткость элемента, определяемая при длительном действии нагрузки:

$$B(\infty, t_0) = \frac{E_{cm} \cdot I_{\text{II}}}{1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M_{Sd,n}}\right)^2 \cdot \left(1 - \frac{I_{\text{II}}}{I_1}\right)},$$

где $I_1 = I = 7,5 \cdot 10^8 \text{ мм}^4$ – момент инерции сечения без трещины, определяемый с учетом коэффициента приведения арматуры к бетону; при отсутствии трещин в элементе также принимается $I_{\text{II}} = I_1$ [3, п. 8.3.3.3].

$$B(\infty, t_0) = \frac{31,5 \cdot 10^9 \cdot 1,21 \cdot 10^{-4}}{1 - 1,0 \cdot 0,5 \cdot \left(\frac{15,4}{25,7}\right)^2 \cdot \left(1 - \frac{1,21 \cdot 10^8}{7,5 \cdot 10^8}\right)} = 4,5 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{м}^2.$$

Для железобетонных элементов прямоугольного, таврового и двутаврового сечений с арматурой, сосредоточенной у верхней и нижней граней, и усилиями, действующими в плоскости симметрии сечения, допускается определять прогиб при изгибе по упрощенной формуле [3, п. 8.3.2.2]:

$$a_k = \alpha_k \cdot \frac{M_{Sd,n} \cdot l_0^2}{B(\infty, t_0)},$$

где $\alpha_k = \frac{5}{48}$ – коэффициент, зависящий от способа приложения нагрузки и схемы опирания элемента.

$$a_k = \frac{5}{48} \cdot \frac{24,9 \cdot 10^3 \cdot 5,870^2}{4,5 \cdot 10^6} = 0,0199 \text{ м} = 19,9 \text{ мм}.$$

Предельно допустимый прогиб

$$a_{\text{lim}} = \frac{1}{200} \cdot l_0 = \frac{5,870}{200} = 0,0293 \text{ м} = 29,3 \text{ мм}.$$

Проверяем условие по предельно допустимому прогибу:

$$a_k = 19,9 \text{ мм} < a_{\text{lim}} = 29,3 \text{ мм}.$$

Максимальный прогиб в середине пролета продольного ребра не превышает предельно допустимый, значит, условие выполняется.

3. РАСЧЕТ БАЛКИ ПОКРЫТИЯ ПРЯМОУГОЛЬНОГО СЕЧЕНИЯ

3.1. Расчет балки (ригеля) по предельному состоянию первой группы (по прочности)

Исходные данные.

Конструкция, размеры балки, материалы.

Балка покрытия прямоугольного сечения длиной $L = 9$ м. Расстояние между балками вдоль здания в осях (шаг балок) $l = 6$ м.

Балка сборная заводского изготовления в рабочем положении. Бетон тяжелый класса по прочности на сжатие С25/30, подвергнутый тепловой обработке при атмосферном давлении. Марка бетонной смеси по удобоукладываемости – П2.

Расчетное сопротивление бетона класса С25/30 сжатию

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1,5} = 16,67 \text{ МПа.}$$

Нормативное сопротивление бетона растяжению $f_{ctk0,05} = 1,8$ МПа.

Расчетное сопротивление бетона растяжению определяем следующим образом:

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk0,05}}{\gamma_c} = \frac{1,8}{1,5} = 1,2 \text{ МПа.}$$

Средняя прочность бетона на осевое растяжение $f_{cm} = 2,6$ МПа.

Модуль упругости бетона $E_{cm} = 35 \cdot 10^3$ МПа [3, табл. 6.2]. Так как балка заводского изготовления, а бетон подвергнут тепловой обработке, значение приведенного модуля упругости следует умножить на коэффициент 0,9 [3, табл. 6.2]:

$$E_{cm} = 0,9 \cdot 35 \cdot 10^3 = 31,5 \cdot 10^3 \text{ МПа.}$$

Классы арматуры по прочности на растяжение:

- для рабочей продольной арматуры – S500;
- для рабочей поперечной арматуры – S240;
- для конструктивной и монтажной арматуры – S400.

Расчетное сопротивление арматуры класса S500 растяжению:
для арматуры диаметром 4...5 и 25...40 мм

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,2} = 417 \text{ МПа};$$

для арматуры диаметром 6...22 мм

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ МПа}.$$

Расчетное сопротивление арматуры класса S240 растяжению

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{240}{1,1} = 218 \text{ МПа}.$$

Тогда расчетное сопротивление арматуры класса S240 для поперечного армирования [3, п. 6.2.1.3]:

$$f_{ywd} = f_{yd} \cdot \gamma_{s1} = 218 \cdot 0,8 = 174 \text{ МПа}.$$

Модуль упругости арматуры классов S240, S400 и S500
 $E_{sm} = 2 \cdot 10^5 \text{ МПа}$.

Условия эксплуатации.

Класс среды по условиям эксплуатации конструкции – ХС3. Класс здания по степени ответственности – II (коэффициент надежности по степени ответственности $\gamma_n = 0,95$). Место строительства – г. Горки, нормативная снеговая нагрузка $q_k = 1,2 \text{ кН/м}^2$ [6, табл. 4].

3.1.1. Расчет нагрузок и усилий, действующих на ригель

Нагрузка на 1 м длины балки складывается из нагрузки от покрытия и собственного веса балки.

Нагрузка от покрытия.

Сбор нагрузки на 1 м^2 покрытия выполнен ранее (см. табл. 5).

Расчетная постоянная нагрузка на балку от покрытия составит:

$$g_{d, \text{покр}} = g_d \cdot l = 3,59 \cdot 6 = 21,54 \text{ кН/м},$$

где l – ширина грузовой площади балки (номинальная длина плиты).

Расчетная переменная нагрузка на балку от снега составит:

$$q_{d, \text{покр}} = q_d \cdot l = 1,71 \cdot 6 = 10,26 \text{ кН/м}.$$

Нагрузка от собственного веса балки.

Высота балки назначается в следующих пределах:

$$h = \left(\frac{1}{15} \dots \frac{1}{10} \right) \cdot (L - b_{\text{col}}) = \left(\frac{1}{15} \dots \frac{1}{10} \right) \cdot (9\,000 - 300) = 580 \dots 870 \text{ мм},$$

где b_{col} – минимальная ширина колонны.

Высоту сечения балок назначают кратной 50 мм при высоте не более 600 мм и кратной 100 мм при высоте более 600 мм. Принимаем высоту сечения балки равной 600 мм.

Ширина балки назначается в следующих пределах:

$$b = (0,3 \dots 0,5) \cdot h = (0,3 \dots 0,5) \cdot 600 = 180 \dots 300 \text{ мм}.$$

Ширину сечения балок назначают равной 180, 200, 220, 250 и далее кратно 50 мм. Принимаем ширину сечения балки равной 250 мм.

Расчетную нагрузку от собственного веса 1 м длины балки определим следующим образом:

$$g_{d, \text{риг}} = A_{\text{риг}} \cdot \rho \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n,$$

где $A_{\text{риг}} = 0,6 \cdot 0,25 = 0,15 \text{ м}^2$ – площадь поперечного сечения балки;

$\rho = 25 \text{ кН/м}^3$ – объемный вес бетона;

$\gamma_f = 1,35$ – частный коэффициент безопасности по нагрузке;

$\gamma_n = 0,95$ – коэффициент надежности по ответственности.

$$g_{d, \text{риг}} = 0,15 \cdot 25 \cdot 1,35 \cdot 0,95 = 4,81 \text{ кН/м}.$$

Полная постоянная расчетная нагрузка на 1 м длины балки составит:

$$g_d = g_{d,\text{покр}} + g_{d,\text{риг}} = 21,54 + 4,81 = 26,35 \text{ кН/м.}$$

Определим основные сочетания нагрузок на балку.
Первое основное сочетание:

$$p_1 = 26,35 + 0,7 \cdot 10,26 = 33,53 \text{ кН/м.}$$

Второе основное сочетание:

$$p_2 = 0,85 \cdot 26,35 + 10,26 = 32,66 \text{ кН/м.}$$

Для дальнейших расчетов балки выбираем первое сочетание нагрузок ($q = p_1 = 33,53 \text{ кН/м}$) как наиболее неблагоприятное.

Усилия от действия погонной нагрузки.

Определяем расчетную длину балки (рис. 15):

$$l_0 = L - 2 \cdot \left(\frac{l_{\text{оп}}}{2} \right) = 9\,000 - 300 = 8\,700 \text{ мм,}$$

где $L = 9\,000 \text{ мм}$ – длина балки (расстояние в осях);

$l_{\text{оп}} = 300 \text{ мм}$ – ширина участка опирания (ширина колонны).

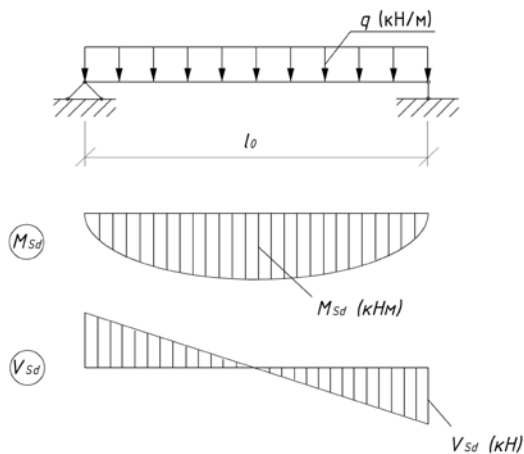


Рис. 15. Расчетная схема ригеля

Максимальный изгибающий момент в середине пролета и максимальная поперечная сила на опоре от действия расчетных нагрузок составит:

$$M_{sd} = \frac{q \cdot l_0^2}{8} = \frac{33,53 \cdot 8,7^2}{8} = 317,2 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$V_{sd} = \frac{q \cdot l_0}{2} = \frac{33,53 \cdot 8,7}{2} = 145,9 \text{ кН}.$$

3.1.2. Расчет прочности ригеля по сечениям, нормальным к продольной оси. Расчет рабочей продольной арматуры

Предварительно условно принимаем продольную рабочую арматуру Ø22 класса S500.

Предварительно назначаем величину $c = 50 \dots 70$ мм – расстояние от наиболее растянутой грани сечения балки до центра тяжести растянутой арматуры, и определяем рабочую высоту сечения d :

$$d = h - c = 600 - 70 = 530 \text{ мм}.$$

При расчете изгибаемых элементов по прочности сечений, нормальных к продольной оси, следует соблюдать условие

$$\xi \leq \xi_{\text{lim}}.$$

Если $\xi \leq \xi_{\text{lim}}$, увеличивают размеры сечения, повышают класс бетона или усиливают сжатую зону сечения арматурой A_{sc} .

Определяем значение коэффициента α_m :

$$\alpha_m = \frac{M_{sd}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{317,2 \cdot 10^3}{1 \cdot 16,67 \cdot 10^6 \cdot 0,250 \cdot 0,530^2} = 0,271.$$

Относительная высота сжатой зоны

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,271} = 0,323.$$

Определяем характеристику сжатой зоны бетона:

$$\omega = k_c - 0,008 \cdot f_{cd} = 0,85 - 0,008 \cdot 16,67 = 0,717 .$$

Определим граничную относительную высоту сжатой зоны бетона:

$$\xi_{\text{lim}} = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{s,\text{lim}}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,717}{1 + \frac{435}{500} \left(1 - \frac{0,717}{1,1}\right)} = 0,550 .$$

Проверяем условие

$$\xi = 0,323 < \xi_{\text{lim}} = 0,550 .$$

Условие соблюдается, несущая способность сжатой зоны бетона достаточна и установка сжатой арматуры не требуется.

Определяем значение коэффициента η :

$$\eta = 1 - 0,5 \cdot \xi = 1 - 0,5 \cdot 0,323 = 0,838 .$$

Требуемая площадь сечения продольной рабочей арматуры

$$A_{s,\text{req}} = \frac{M_{Sd}}{f_{yd} \cdot d \cdot \eta} = \frac{317,2 \cdot 10^3}{435 \cdot 10^6 \cdot 0,530 \cdot 0,838} = 1,642 \cdot 10^{-3} \text{ м}^2 = 1\,642 \text{ мм}^2 .$$

По сортаменту (прил. А) принимаем 2Ø25 + 2Ø22 класса S500 с $A_s = A_{s1} + A_{s2} = 982 + 760 = 1\,520 \text{ мм}^2$ и располагаем рабочие стержни в два ряда с учетом требований норм (рис. 16).

Определяем расстояние от растянутых волокон до центра тяжести арматуры:

$$c = \frac{A_{s1} \cdot y_1 + A_{s2} \cdot y_2}{A_{s1} + A_{s2}} = \frac{982 \cdot 37,5 + 760 \cdot 86}{1\,742} = 58,7 \text{ мм} .$$

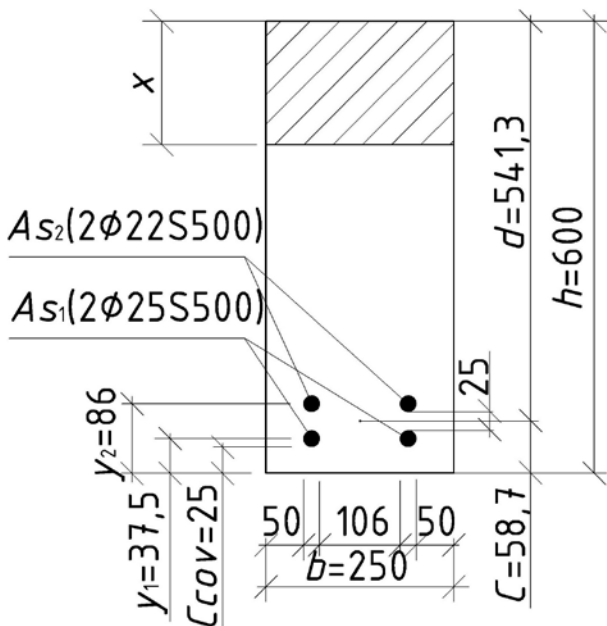


Рис. 16. Расчетное сечение балки

Тогда рабочая высота сечения будет равна:

$$d = h - c = 600 - 58,7 = 541,3 \text{ мм.}$$

Определяем фактический коэффициент продольного армирования ρ_l и минимально допустимый процент продольного армирования ρ_{\min} и проверяем условие:

$$\rho_l = \frac{A_s}{d \cdot b} = \frac{1742}{541,3 \cdot 250} \cdot 100 \% = 1,28 \% > \rho_{\min} = 26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 26 \cdot \frac{2,6}{500} = 0,114 \% ,$$

но не менее 0,13 %.

Условие выполняется.

После назначения сечения арматуры выполняем проверку расчета, т. е. определяем несущую способность сечения M_{Rd} и сравниваем ее с действующим изгибающим моментом M_{Sd} .

Для этого определим высоту сжатой зоны:

$$x = \frac{f_{yd} \cdot A_s}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b} = \frac{435 \cdot 1742}{1 \cdot 16,67 \cdot 250} = 182 \text{ мм}.$$

$$M_{Rd} = \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x \cdot (d - 0,5 \cdot x) = 1 \cdot 16,67 \cdot 10^6 \cdot 0,25 \cdot 0,182 \cdot (0,5413 - 0,5 \cdot 0,182) = 341,55 \cdot 10^3 \text{ Н}\cdot\text{м} = 341,55 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Проверяем условие прочности:

$$M_{Rd} = 341,55 \text{ кН}\cdot\text{м} > M_{Sd} = 317,2 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Условие соблюдается, арматура подобрана и расположена в сечении верно.

3.1.3. Расчет прочности ригеля на действие поперечной силы по наклонной полосе между наклонными трещинами. Подбор поперечной арматуры

Условие прочности имеет вид:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd,\max},$$

где $V_{Sd} = 145,9 \text{ кН}$ – расчетная поперечная сила от действия полных нагрузок;

$V_{Sd,\max}$ – прочность бетона по наклонной полосе между трещинами от действия главных сжимающих напряжений.

Предварительно принимаем поперечную арматуру 2Ø8 класса S240 с площадью поперечного сечения $A_{sw} = 101 \text{ мм}^2$ и шагом:

на приопорном участке длиной $0,25 \cdot l = 0,25 \cdot 9,0 = 2,25 \text{ м}$ при высоте ригеля $h = 600 \text{ мм} > 450 \text{ мм}$

$$s_1 = 200 \text{ мм} \leq \begin{cases} h/3 = 600/3 = 200 \text{ мм}, \\ s_{\max} = 300 \text{ мм}; \end{cases}$$

в средней части

$$s_2 = 450 \text{ мм} \leq \begin{cases} 3/4 \cdot h = 3/4 \cdot 600 = 450 \text{ мм}, \\ s_{\max} = 500 \text{ мм}. \end{cases}$$

Определяем значение коэффициента приведения арматуры к бетону:

$$\alpha_E = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{2 \cdot 10^5}{31,5 \cdot 10^3} = 6,35.$$

Вычислим значение коэффициента поперечного армирования:

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b \cdot s_1} = \frac{101}{250 \cdot 200} = 0,002.$$

Определяем значение коэффициента, учитывающего влияние хомутов, нормальных к продольной оси элемента:

$$\eta_{w1} = 1 + 5 \cdot \alpha_E \cdot \rho_{sw} = 1 + 5 \cdot 6,35 \cdot 0,002 = 1,064 < 1,3.$$

Вычислим значение коэффициента η_{c1} :

$$\eta_{c1} = 1 - \beta_4 \cdot f_{cd} = 1 - 0,01 \cdot 16,67 = 0,833.$$

Проверяем прочность бетона по наклонной полосе между трещинами от действия главных сжимающих напряжений:

$$\begin{aligned} V_{Rd,max} &= 0,3 \cdot \eta_{w1} \cdot \eta_{c1} \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d = \\ &= 0,3 \cdot 1,064 \cdot 0,833 \cdot 1,0 \cdot 16,67 \cdot 10^6 \cdot 0,250 \cdot 0,5413 = 5,998 \cdot 10^5 \text{ Н} = \\ &= 599,8 \text{ кН}. \end{aligned}$$

Таким образом, получаем:

$$V_{Sd} = 145,9 \text{ кН} < V_{Rd,max} = 599,8 \text{ кН}.$$

Условие выполняется, следовательно, прочность балки по наклонной полосе обеспечена.

3.1.4. Расчет прочности ригеля на действие поперечной силы по наклонной трещине

Расчет железобетонной балки на действие поперечной силы для обеспечения прочности по наклонной трещине должен производиться по наиболее опасному наклонному сечению исходя из условия

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

где V_{Rd} – поперечная сила, которую может воспринять наклонное сечение.

Для проверки условия определим некоторые величины.

Коэффициент, учитывающий влияние сжатых полок в тавровых и двутавровых элементах:

$$\eta_f = 0,75 \cdot \frac{(b'_f - b_w) \cdot h'_f}{b_w \cdot d} \leq 0,5.$$

В нашем случае сечение прямоугольное, значит, $\eta_f = 0$.

Коэффициент, учитывающий влияние продольных сил:

$$\eta_N = 0,1 \cdot \frac{N_{sd}}{f_{ctd} \cdot b \cdot d} \leq 0,5.$$

Так как продольные силы в балке отсутствуют, т. е. $N_{sd} = 0$, то $\eta_N = 0$.

Усилие в поперечных стержнях на единицу длины элемента

$$v_{sw} = \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{s_1} = \frac{101 \cdot 174}{200} = 87,87 \text{ Н/мм.}$$

Длина проекции наиболее опасного наклонного сечения на продольную ось элемента

$$\begin{aligned}
 l_{inc,cr} &= \sqrt{\frac{\eta_{c2}(1 + \eta_f + \eta_N) \cdot \alpha \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d^2}{v_{sw}}} = \\
 &= \sqrt{\frac{2,0 \cdot (1 + 0 + 0) \cdot 1,0 \cdot 1,2 \cdot 250 \cdot 541,3^2}{87,87}} = 1\,414 \text{ мм} > 2 \cdot d = \\
 &= 2 \cdot 541,3 = 1\,083 \text{ мм},
 \end{aligned}$$

где $\eta_{c2} = 2,0$ – для тяжелых бетонов.

Для дальнейших расчетов принимаем $l_{inc,cr} = 1\,083$ мм.

Поперечное усилие, воспринимаемое бетоном над вершиной наклонной трещины:

$$\begin{aligned}
 V_{cd} &= \frac{\eta_{c2}(1 + \eta_f + \eta_N) \cdot \alpha \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d^2}{l_{inc,cr}} = \\
 &= \frac{2,0 \cdot (1 + 0 + 0) \cdot 1,0 \cdot 1,2 \cdot 10^6 \cdot 0,250 \cdot 0,5413^2}{1,083} = \\
 &= 1,623 \cdot 10^5 \text{ Н} = 162,3 \text{ кН}.
 \end{aligned}$$

Суммарная поперечная сила, воспринимаемая поперечной арматурой:

$$V_{sw} = v_{sw} \cdot l_{inc,cr} = 87,87 \cdot 1083 = 9,516 \cdot 10^4 \text{ Н} = 95,16 \text{ кН}.$$

Таким образом, поперечная сила, воспринимаемая наклонным сечением, составит:

$$V_{Rd} = V_{cd} + V_{sw} = 162,3 + 95,16 = 257,46 \text{ кН} > V_{Sd} = 145,9 \text{ кН}.$$

Условие прочности соблюдается, следовательно, прочность балки по наклонной трещине обеспечена.

Окончательно принимаем поперечное армирование балки в виде 2Ø8 класса S240 с шагом $s_1 = 200$ мм на приопорном участке и шагом $s_2 = 450$ мм в середине пролета.

В каждом каркасе на участках опирания ригеля на колонны устанавливаем по два поперечных стержня Ø12 S240.

Монтажную арматуру принимаем конструктивно 2Ø10 класса S400 с $A_{sc} = 157 \text{ мм}^2$.

3.1.5. Расчет ригеля на экономию стали. Построение эпюры материалов

По эпюре изгибающих моментов (см. рис. 15) видно, что максимальный изгибающий момент действует по середине балки, ближе к участкам опирания действующий изгибающий момент уменьшается вплоть до нулевого значения. Расчеты по подбору арматуры были проведены для нормального сечения в месте действия максимального изгибающего момента. На основании этих расчетов было принято четыре рабочих продольных стержня. Однако можно определить участки балки, на которых несущая способность нормальных сечений будет обеспечена и при меньшем количестве рабочих продольных стержней, т. е. некоторые стержни можно оборвать, не доводя их до опорной части балки, без потери прочности балки. Такие стержни называются обрываемой арматурой, а точки, в которых их можно оборвать, – точками теоретического обрыва. В то же время часть стержней останется необорванными, и они будут доводиться до опорных частей балки. Такие стержни называются оставшейся арматурой. Все эти расчеты проводятся параллельно с построением эпюры материалов – графика, отражающего изменение несущей способности нормальных сечений балки по ее длине (прил. Г).

Так как в нашем случае принято четыре рабочих продольных стержня, то оборвать мы можем только два верхних из них. Определим высоту сжатой зоны для сечения балки только с оставшейся арматурой (рис. 17):

$$x_o = \frac{f_{yd} \cdot A_{s1}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b} = \frac{435 \cdot 982}{1 \cdot 16,67 \cdot 250} = 102,5 \text{ мм}.$$

Рабочая высота такого сечения равна:

$$d = h - y_1 = h - c = 600 - 37,5 = 562,5 \text{ мм}.$$

Тогда несущая способность такого сечения составит:

$$M_{Rd}^o = \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x \cdot (d - 0,5 \cdot x) = 1 \cdot 16,67 \cdot 10^6 \cdot 0,25 \cdot 0,1025 \cdot (0,5625 - 0,5 \cdot 0,1025) = 218,39 \cdot 10^3 \text{ Н}\cdot\text{м} = 218,39 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

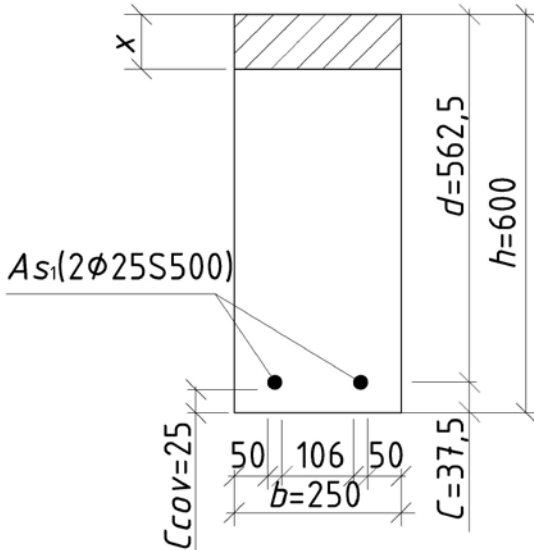


Рис. 17. Расчетное сечение балки с оставшейся арматурой

Положение точки теоретического обрыва можно определить графически в процессе построения эпюры материалов (прил. Г) или аналитически, определив ее координату относительно опоры балки по формуле

$$z = \frac{l_0}{2} - \sqrt{\left(\frac{l_0}{2}\right)^2 - \frac{2 \cdot M_{Rd}^o}{q}} = \frac{8,7}{2} - \sqrt{\left(\frac{8,7}{2}\right)^2 - \frac{2 \cdot 218,39}{33,53}} = 1,92 \text{ м}.$$

В соответствии с требованиями норм, связанными с обеспечением несущей способности балки по наклонным сечениям от действия изгибающего момента, обрываемые стержни необходимо заводить за точки теоретического обрыва на соответствующие длины заводки (анкеровки). Базовая расчетная длина анкеровки определяется по формуле

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,req}}{A_s},$$

где l_b – базовая длина анкеровки;

$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$ – коэффициенты; в учебных целях допускается принимать $\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_4 = 1,0$ [8, с. 39]; $\alpha_3 = 0,7$ [3, табл. 11.6].

Базовую длину анкеровки допускается определять по табл. 8 [8, с. 39].

Т а б л и ц а 8. Отношение базовой длины анкеровки к диаметру стержня

Класс арматуры	Класс бетона по прочности на осевое сжатие								
	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
S400	54	44	38	32	29	26	24	22	20,3
S500	66	54	47	40	36	32	30	27	25

Для арматуры класса S500 и бетона класса C25/30 отношение $l_b/\varnothing = 40$, значит:

$$l_b = 40 \cdot \varnothing = 40 \cdot 22 = 880 \text{ мм.}$$

Определим минимальную длину анкеровки:

$$l_{bd, \min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,6 \cdot l_b = 0,6 \cdot 880 = 528 \\ 15 \cdot \varnothing = 15 \cdot 22 = 330 \\ 100 \end{array} \right\} = 528 \text{ мм.}$$

Тогда

$$l_{bd} = 1,0 \cdot 0,7 \cdot 880 \cdot \frac{1642}{1742} = 580,6 \text{ мм} > l_{bd, \min} = 528 \text{ мм.}$$

Принимаем $l_{bd} = 590$ мм. Тогда длина оборванных стержней составит:

$$l_{об} = l_0 - 2 \cdot z + 2 \cdot l_{bd} = 8\,700 - 2 \cdot 1\,920 + 2 \cdot 590 = 6\,040 \text{ мм.}$$

После расчета по прочности и подбора арматуры выполняется конструирование каркаса К-3, расположенного в ригеле (прил. Д).

3.2. Расчет ригеля по предельным состояниям второй группы

3.2.1. Расчет ригеля по образованию нормальных трещин

Нагрузка на 1 м длины балки складывается из нагрузки от покрытия и собственного веса балки. Сбор нагрузки на 1 м² покрытия выполнен ранее (см. табл. 7).

Расчетная постоянная нагрузка на балку от покрытия составит:

$$g_{d,\text{покp}} = g_d \cdot l = 2,8 \cdot 6 = 16,8 \text{ кН/м,}$$

где l – ширина грузовой площади балки (номинальная длина плиты).

Расчетная переменная нагрузка на балку от снега составит:

$$q_{d,\text{покp}} = q_d \cdot l = 1,2 \cdot 6 = 7,2 \text{ кН/м.}$$

Расчетная нагрузка от собственного веса 1 м балки составит:

$$g_{d,\text{риг}} = A_{\text{риг}} \cdot \rho \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 0,15 \cdot 25 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 3,75 \text{ кН/м,}$$

где $\gamma_f = 1,0$ – частный коэффициент безопасности по нагрузке для расчетов по второй группе предельных состояний;

$\gamma_n = 1,0$ – коэффициент надежности по ответственности для расчетов по второй группе предельных состояний.

Полная постоянная расчетная нагрузка на 1 м длины балки составит:

$$g_d = g_{d,\text{покp}} + g_{d,\text{риг}} = 16,80 + 3,75 = 20,55 \text{ кН/м.}$$

Определим основные сочетания нагрузок на балку.

Нормативное (редкое) сочетание:

$$p_1 = g_d + q_d = 20,55 + 7,2 = 27,75 \text{ кН/м.}$$

Частое сочетание:

$$p_2 = g_d + \Psi_{1,1} \cdot q_d = 20,55 + 0,5 \cdot 7,2 = 24,15 \text{ кН/м.}$$

Практически постоянное сочетание:

$$p_3 = g_d + \Psi_{2,1} \cdot q_d = 20,55 + 0,3 \cdot 7,2 = 22,71 \text{ кН/м.}$$

Для дальнейших расчетов выбираем нормативное (редкое) сочетание нагрузок $p_n = p_1 = 27,75$ кН/м как наиболее неблагоприятное.

Значение максимального нормативного изгибающего момента в середине пролета

$$M_{sd,n} = \frac{p_n \cdot l_0^2}{8} = \frac{27,75 \cdot 8,7^2}{8} = 262,55 \text{ кН·м.}$$

В расчетном сечении балки расположены растянутые стержни $2\text{Ø}25 + 2\text{Ø}22\text{S}500$ с $A_{st} = 1742$ мм², сжатые монтажные стержни $2\text{Ø}10\text{S}400$ с $A_{sc} = 157$ мм² (рис. 18).

Определяем значение коэффициента приведения арматуры к бетону:

$$\alpha_l = \frac{E_{sm}}{E_{cm}} = \frac{2,0 \cdot 10^5}{31,5 \cdot 10^3} = 6,35.$$

Площадь приведенного сечения балки

$$\begin{aligned} A &= b \cdot h + \alpha_l \cdot (A_{st} + A_{sc}) = \\ &= 250 \cdot 600 + 6,35 \cdot (1742 + 157) = 1,62 \cdot 10^5 \text{ мм}^2. \end{aligned}$$

Статический момент сечения относительно оси, проходящей по растянутой грани приведенного сечения:

$$\begin{aligned} S &= \frac{b \cdot h^2}{2} + \alpha_l \cdot (A_{st} \cdot c + A_{sc} \cdot (h - c')) = \\ &= \frac{250 \cdot 600^2}{2} + 6,35 \cdot (1742 \cdot 58,7 + 157 \cdot (600 - 40)) = 4,621 \cdot 10^7 \text{ мм}^3. \end{aligned}$$

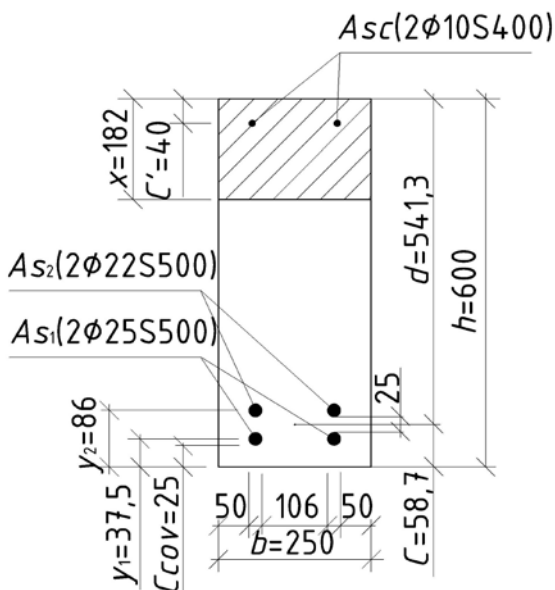


Рис. 18. Расчетное сечение балки

Расстояние от растянутой грани до центра тяжести приведенного сечения

$$y = \frac{S}{A} = \frac{4,621 \cdot 10^7}{1,62 \cdot 10^5} = 285,2 \text{ мм.}$$

Момент инерции приведенного сечения относительно оси, проходящей через центр тяжести приведенного сечения:

$$\begin{aligned} I &= \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot \left(\frac{h}{2} - y\right)^2 + \alpha_l \cdot (A_{st} \cdot (y - c)^2 + A_{sc} \cdot (h - c' - y)^2) = \\ &= \frac{250 \cdot 600^3}{12} + 250 \cdot 600 \cdot \left(\frac{600}{2} - 285,2\right)^2 + 6,35 \cdot (1742 \cdot (285,2 - 58,7)^2 + \\ &\quad + 157 \cdot (600 - 40 - 285,2)^2) = 5,176 \cdot 10^9 \text{ мм}^4. \end{aligned}$$

Упругий момент сопротивления приведенного сечения по растянутой зоне

$$W = \frac{I}{y} = \frac{5,176 \cdot 10^9}{285,2} = 1,81 \cdot 10^7 \text{ мм}^3.$$

Упругопластический момент сопротивления железобетонного сечения по растянутой зоне

$$W_{pl} = \gamma \cdot W = 1,75 \cdot 1,81 \cdot 10^7 = 3,176 \cdot 10^7 \text{ мм}^3.$$

Момент внутренних усилий в сечении перед образованием трещин

$$M_{cr} = f_{ctm} \cdot W_{pl} = 2,6 \cdot 10^3 \cdot 0,03176 = 82,57 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Так как $M_{Sd,n} = 262,55 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_{cr} = 82,57 \text{ кН} \cdot \text{м}$, трещины образуются и необходимо проверить их ширину раскрытия.

3.2.2. Расчет ригеля по раскрытию нормальных трещин

Расчет по раскрытию трещин следует производить из условия

$$w_k \leq w_{lim},$$

где w_k – расчетная ширина раскрытия трещин;

w_{lim} – предельно допустимая ширина раскрытия трещин, принимаемая для класса ХС3 равной 0,3 мм [3, табл. 5.1].

Определим высоту сжатой зоны x_{II} для сечения с трещиной при использовании двухлинейной диаграммы деформирования из условия равенства статических моментов сжатой и растянутой зон сечения относительно нейтральной оси и при отсутствии расчетной арматуры в сжатой зоне:

$$\frac{b \cdot x_{II}^2}{2} = \alpha_l \cdot A_s \cdot (d - x_{II}).$$

Тогда

$$x_{II} = \frac{\sqrt{\alpha_l \cdot A_{st} \cdot (2 \cdot b \cdot d + \alpha_l \cdot A_s)} - \alpha_l \cdot A_{st}}{b} =$$

$$= \frac{\sqrt{6,35 \cdot 1742 \cdot (2 \cdot 250 \cdot 541,3 + 6,35 \cdot 1742)} - 6,35 \cdot 1742}{250} = 179 \text{ мм.}$$

Определим эффективную площадь растянутой зоны сечения по следующей формуле:

$$A_{c,eff} = b_w \cdot h_{c,eff}.$$

$$h_{c,eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} 2,5 \cdot (h - d) = 2,5 \cdot (600 - 541,3) = 147 \\ (h - x_{II}) / 2 = (600 - 179) / 2 = 211 \\ h / 2 = 600 / 2 = 300 \end{array} \right\} = 147 \text{ мм,}$$

$$A_{c,eff} = b \cdot h_{c,eff} = 250 \cdot 147 = 3,67 \cdot 10^4 \text{ мм}^2.$$

Определим значение эффективного коэффициента армирования:

$$\rho_{eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} = \frac{1742}{3,67 \cdot 10^4} = 0,047.$$

Среднее расстояние между трещинами, нормальными к продольной оси, определим по формуле

$$S_{rm} = 50 + 0,25 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot \emptyset / \rho_{eff},$$

где k_1 – коэффициент, учитывающий условия сцепления арматуры с бетоном (для стержней периодического профиля $k_1 = 0,8$, для гладких стержней $k_1 = 1,6$);

k_2 – коэффициент, учитывающий вид напряженно-деформированного состояния элемента и принимаемый равным при изгибе 0,5;

\emptyset – диаметр стержня, мм.

$$S_{rm} = 50 + 0,25 \cdot 0,8 \cdot 0,5 \cdot 25 / 0,047 = 103 \text{ мм.}$$

Определим средние относительные деформации арматуры по формуле

$$\varepsilon_{sm} = \varepsilon_s \cdot \Psi_s,$$

где $\varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s}$ – относительная деформация растянутой арматуры в сечении с трещиной;

ψ_s – коэффициент, учитывающий неравномерность распределения относительных деформаций растянутой арматуры на участках между трещинами.

$$\psi_s = 1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right),$$

где β_1 – коэффициент, принимаемый равным для стержневой арматуры периодического профиля 1,0, для гладкой стержневой арматуры – 0,5;

β_2 – коэффициент, учитывающий длительность действия нагрузки, принимаемый равным при действии кратковременных нагрузок 1,0, при действии длительно действующих и многократно повторяющихся нагрузок – 0,5;

σ_{sr} – напряжения в растянутой арматуре, рассчитанные для сечения с трещиной, от усилий, при которых образуются трещины;

σ_s – напряжения в растянутой арматуре, рассчитанные для сечения с трещиной, от усилий, вызванных расчетной комбинацией нагрузок.

$$\sigma_s = \frac{M_{Sd,n}}{z \cdot A_{st}},$$

где z – плечо внутренней пары сил в сечении с трещиной для второй стадии напряженно-деформированного состояния, определяемое в зависимости от процента армирования:

$$z = 0,90d \text{ при } \rho_l \leq 0,5 \% ;$$

$$z = 0,85d \text{ при } 0,5 \% \leq \rho_l \leq 1,0 \% ;$$

$$z = 0,80d \text{ при } \rho_l \geq 1,0 \% .$$

Так как в нашем случае $\rho_l = \frac{A_{st}}{b \cdot d} = \frac{1742}{250 \cdot 541,3} = 0,0129 = 1,29\%$,

то

$$\sigma_s = \frac{M_{Sd,n}}{0,8 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{262,55 \cdot 10^6}{0,8 \cdot 0,5413 \cdot 1,742} = 348,05 \cdot 10^6 \text{ Па} = 348,05 \text{ МПа}.$$

Вместо отношения $\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s}$ при изгибе допускается применять $\frac{M_{cr}}{M_{Sd,n}}$ [3, п. 8.2.1.10], значит,

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_{sm}} \cdot (1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot (\frac{M_{cr}}{M_{Sd,n}})) = \frac{348,05}{2 \cdot 10^5} \cdot (1 - 1,0 \cdot 0,5 \cdot (\frac{82,57}{262,55})) = 14,7 \cdot 10^{-4}.$$

Тогда расчетная ширина раскрытия трещин, нормальных к продольной оси, будет равна:

$$w_k = \beta \cdot S_{rm} \cdot \varepsilon_{sm},$$

где β – коэффициент, учитывающий отношение расчетной ширины раскрытия трещин к средней; при расчете ширины раскрытия трещин, образующихся от действия усилий, возникающих при ограничении вынужденных деформаций для сечений, наименьший размер которых (высота, ширина, толщина) составляет не более 300 мм, $\beta = 1,3$ [3, п. 8.2.1.8].

$$w_k = 1,3 \cdot 103 \cdot 14,7 \cdot 10^{-4} = 0,20 \text{ мм}.$$

Проверяем условие по ширине раскрытия трещин:

$$w_k = 0,20 \text{ мм} < w_{lim} = 0,3 \text{ мм}.$$

Значит, проверка по ширине раскрытия трещин выполняется.

3.2.3. Расчет ригеля по деформациям

Расчет железобетонных конструкций по деформациям следует производить из условия

$$a_k \leq a_{\text{lim}} ,$$

где a_k – прогиб (перемещение) железобетонной конструкции от действия внешней нагрузки, мм;

a_{lim} – предельно допустимый прогиб (перемещение), мм.

Определим момент инерции сечения с трещиной:

$$\begin{aligned} I_{\text{II}} &= \frac{b \cdot x_{\text{II}}^3}{12} + b \cdot x_{\text{II}} \cdot \left(\frac{x_{\text{II}}}{2} \right)^2 + \alpha_l \cdot A_s \cdot (d - x_{\text{II}})^2 = \\ &= \frac{b \cdot x_{\text{II}}^3}{3} + \alpha_l \cdot A_s \cdot (d - x_{\text{II}})^2 = \\ &= \frac{250 \cdot 179^3}{3} + 6,35 \cdot 1742 \cdot (541,3 - 179)^2 = 1,93 \cdot 10^9 \text{ мм}^4 . \end{aligned}$$

Изгибная жесткость элемента, определяемая при длительном действии нагрузки:

$$B(\infty, t_0) = \frac{E_{cm} \cdot I_{\text{II}}}{1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M_{Sd,n}} \right)^2 \cdot \left(1 - \frac{I_{\text{II}}}{I_1} \right)}$$

где $I_1 = I = 5,176 \cdot 10^9 \text{ мм}^4$ – момент инерции сечения без трещины, определяемый с учетом коэффициента приведения арматуры к бетону; при отсутствии трещин в элементе также принимается $I_{\text{II}} = I_1$ [3, п. 8.3.3.3].

$$B(\infty, t_0) = \frac{31,5 \cdot 10^9 \cdot 1,93 \cdot 10^{-3}}{1 - 1,0 \cdot 0,5 \cdot \left(\frac{82,57}{262,55} \right)^2 \cdot \left(1 - \frac{1,93 \cdot 10^9}{5,176 \cdot 10^9} \right)} = 6,27 \cdot 10^7 \text{ Н} \cdot \text{м}^2 .$$

Для железобетонных элементов прямоугольного, таврового и двутаврового сечений с арматурой, сосредоточенной у верхней и нижней граней, и усилиями, действующими в плоскости симметрии сечения, допускается определять прогиб при изгибе по упрощенной формуле [3, п. 8.3.2.2]:

$$a_k = \alpha_k \cdot \frac{M_{sd,n} \cdot l_0^2}{B(\infty, t_0)},$$

где $\alpha_k = \frac{5}{48}$ – коэффициент, зависящий от способа приложения нагрузки и схемы опирания элемента.

$$a_k = \frac{5}{48} \cdot \frac{262,55 \cdot 10^3 \cdot 8,7^2}{6,27 \cdot 10^7} = 0,032 \text{ м} = 32 \text{ мм}.$$

Предельно допустимый прогиб

$$a_{\text{lim}} = \frac{1}{200} \cdot l_0 = \frac{8,7}{200} = 0,0435 \text{ м} = 43,5 \text{ мм}.$$

Проверяем условие по предельно допустимому прогибу:

$$a_k = 32 \text{ мм} < a_{\text{lim}} = 43,5 \text{ мм}.$$

Максимальный прогиб в середине пролета балки не превышает предельно допустимый, значит, условие выполняется.

4. ТРЕБОВАНИЯ К ВЫПОЛНЕНИЮ ЧЕРТЕЖЕЙ ПО ПРОВЕДЕННЫМ РАСЧЕТАМ

После всех расчетов выполняются чертежи, на которых изображаются (прил. Б, В, Д):

1. План раскладки плит покрытия в масштабе 1:100 (1:200).
2. Рабочие чертежи плиты покрытия (конструкция и армирование плиты, рабочие чертежи арматурных каркасов и сетки) в масштабе 1:20; 1:25 (1:40).
3. Рабочие чертежи ригеля (конструкция и армирование ригеля, рабочие чертежи арматурных каркасов) в масштабе 1:20; 1:25 (1:40).
4. Спецификации арматуры на плиту покрытия и ригель.

Чертежи выполняются в соответствии с требованиями ГОСТ 21.501–93 «Система проектной документации для строительства. Правила выполнения архитектурно-строительных рабочих чертежей» [9].

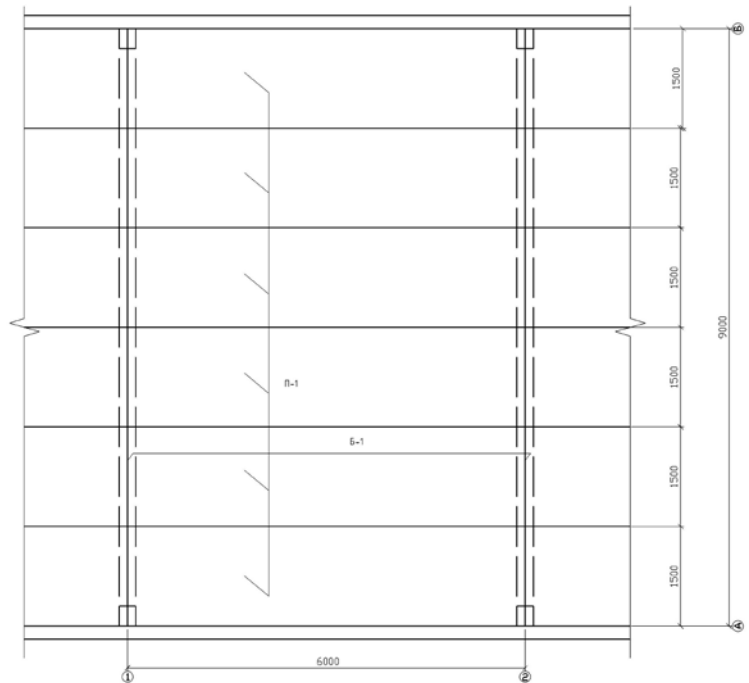
ПРИЛОЖЕНИЯ

Приложение А

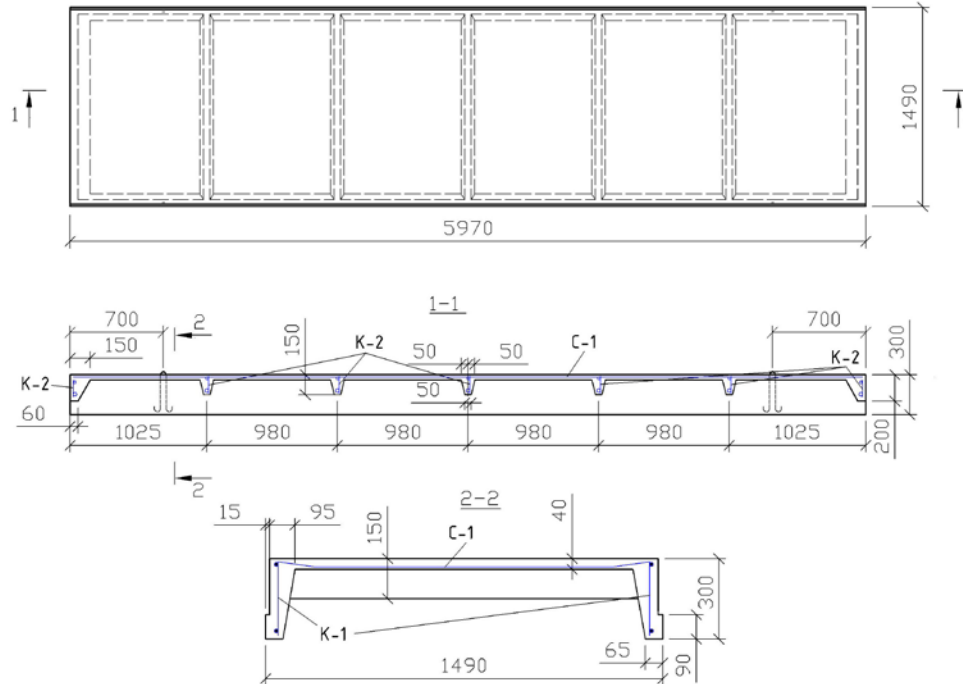
Сортамент арматурных стержней и проволоки

Номиналь- ный диаметр, мм	Площадь поперечного сечения, мм ² , при количестве стержней									Масса 1 м, кг	Выпускаемые диаметры для сталей классов						
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		S240	S400	S500	S540	S800	S1200	S1400
3	7,1	14	21	28	35	42	49	57	64	0,051							+
4	12,6	25	38	50	63	76	88	101	113	0,099			+				+
5	19,6	39	59	79	98	118	137	157	177	0,154			+				+
5,5	23,8	47,6	71,4	95,2	119	142,8	166,6	190,4	214,2	0,187			+				
6	28,3	57	85	113	142	170	198	226	255	0,222	+	+	+				+
7	38,5	77	115	154	192	231	269	308	346	0,302							+
8	50,3	101	151	201	251	302	352	402	453	0,395	+	+	+				+
10	78,5	157	236	314	393	471	550	628	707	0,617	+	+	+		+	+	
12	113,1	226	339	452	565	679	792	905	1018	0,888	+	+	+		+	+	
14	153,9	308	462	616	769	923	1077	1231	1385	1,208	+	+	+		+	+	
16	201,1	402	603	804	1005	1206	1407	1608	1810	1,578	+	+	+	+	+	+	
18	254,5	509	763	1018	1272	1527	1781	2036	2290	2,000	+	+	+	+			
20	314,2	628	941	1256	1571	1885	2199	2514	2828	2,466	+	+	+	+	+	+	
22	380,1	760	1140	1520	1900	2281	2661	3041	3421	2,984	+	+	+	+	+		
25	490,9	982	1473	1963	2454	2945	3436	3927	4418	3,853	+	+	+	+	+	+	
28	615,8	1232	1847	2463	3079	3695	4310	4926	5542	4,833	+	+	+	+			
32	804,2	1608	2413	3217	4021	4825	5630	6434	7238	6,313	+	+	+	+	+		
36	1018	2036	3054	4072	5090	6107	7125	8143	9161	7,990				+			
40	1257	2513	3770	5026	6283	7540	8796	10053	11309	9,864	+	+	+	+	+		

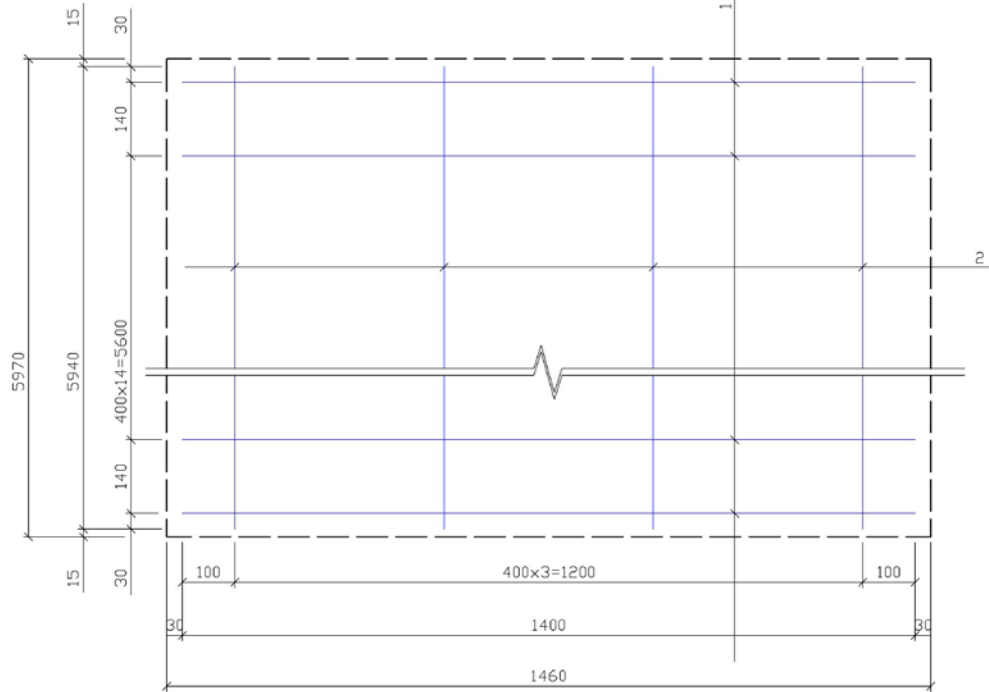
План раскладки плит покрытия

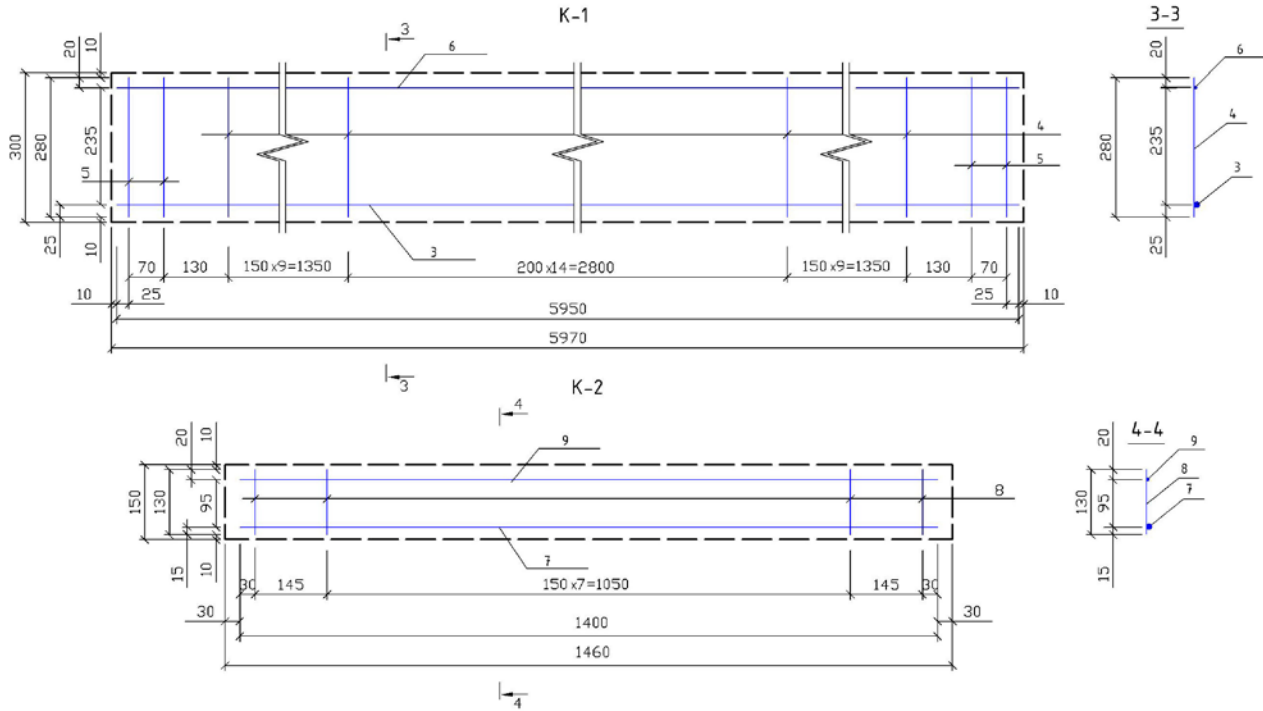


Армирование ребристой плиты П-1



С-1

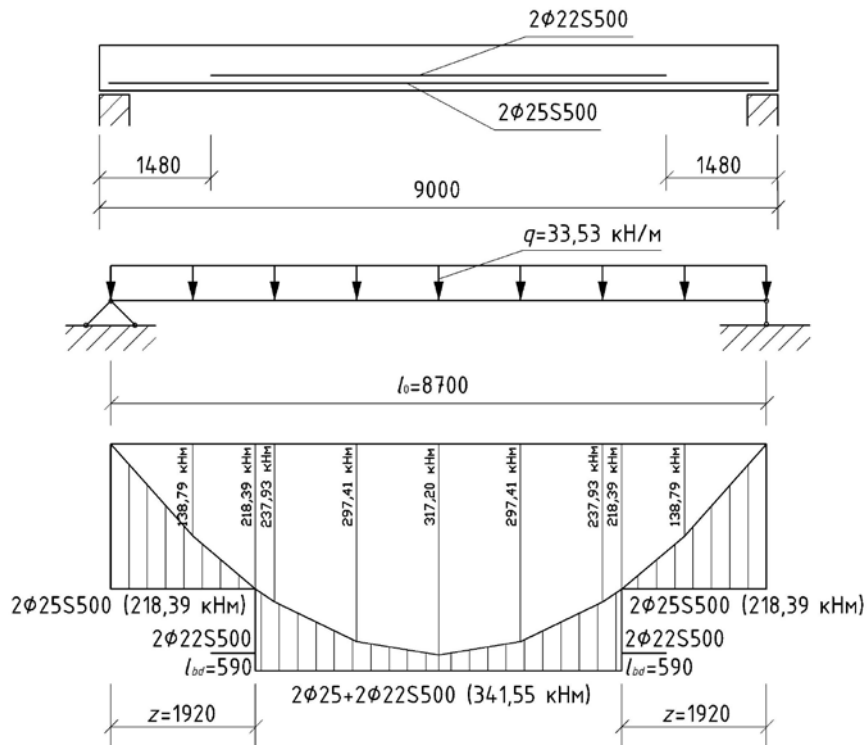




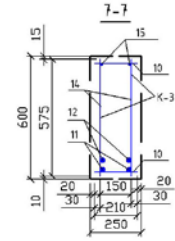
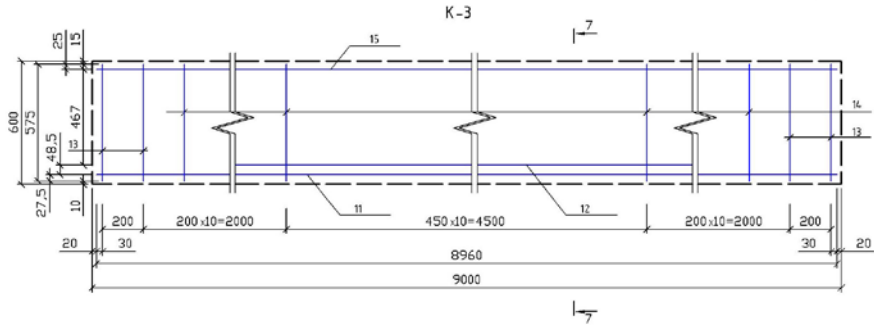
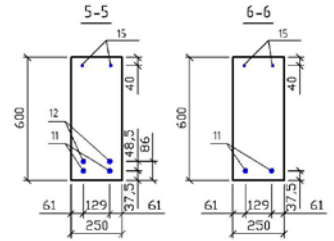
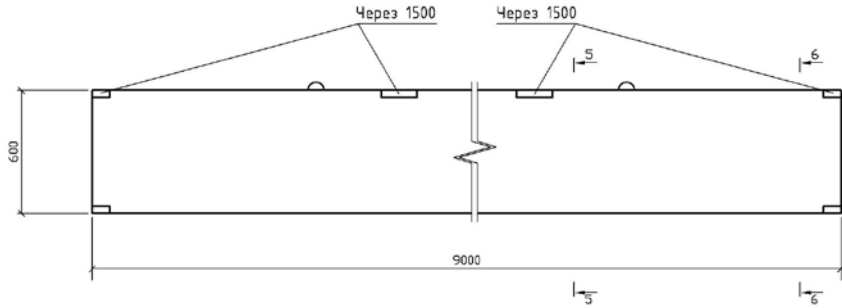
Спецификация арматуры

Марка конструктивного элемента	Марка арматурного изделия	Позиция	Наименование	Количество	Общая длина, м	Общая масса, кг	Масса изделия, кг
П-1 (плита покрытия)	С-1 (1 шт.)	1	Ø4S500 l=1400	17	23,8	2,36	4,71
		2	Ø4S500 l=5940	4	23,76	2,35	
	К-1 (2 шт.)	3	Ø14S500 l=5950	1	5,95	7,19	9,53
		4	Ø4S500 l=280	33	9,24	0,91	
		5	Ø8S500 l=280	4	1,12	0,44	
		6	Ø12S400 l=5950	1	5,95	0,99	
	К-3 (7 шт.)	7	Ø6S400 l=1400	1	1,4	0,31	0,66
		8	Ø4S500 l=130	10	1,3	0,13	
		9	Ø5S500 l=1400	1	1,4	0,22	

Эшюра материалов для ригеля



Армирование ригеля Б-1



Спецификация арматуры

Марка конструктивного элемента	Марка арматурного изделия	Позиция	Наименование	Количество	Общая длина, м	Общая масса, кг	Масса изделия, кг
Б1 (ригель)	-	10	φ8S400 l=210	58	12,18	4,81	66,69
	К-3 (2 шт.)	11	φ25S500 l=8960	1	8,96	34,52	
		12	φ22S500 l=6040	1	6,04	18,02	
		13	φ12S240 l=575	4	2,30	2,04	
		14	φ8S240 l=575	29	16,67	6,58	
		15	φ10S400 l=8960	1	8,96	5,53	

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Байков, В. Н. Строительные конструкции : учебник для вузов / В. Н. Байков, С. Г. Стронгин. – 2-е изд., перераб. – М. : Стройиздат, 1989. – 364 с.
2. Инженерные конструкции / Р. И. Берген [и др.]; под ред. Р. И. Бергена. – 2-е изд., перераб. и доп. – М. : Высш. шк., 1989. – 415 с.
3. Бетонные и железобетонные конструкции : СНБ 5.03.01–02. – Введ. 01.07.03. – Минск : М-во архитектуры и стр-ва Респ. Беларусь, 2003. – 139 с.
4. Железобетонные конструкции. Основы теории, расчета и конструирования : учеб. пособие / Н. П. Блещик [и др.]; под ред. Т. М. Пецольда, В. В. Тура. – Брест : БГТУ, 2003. – 380 с.
5. Нагрузки и воздействия (Дополнения. Разд. 10. Прогобы и перемещения) : СНиП 2.01.07–85. – Введ. 01.01.89. – М. : ЦИТП Госстроя СССР, 1988. – 8 с.
6. Нагрузки и воздействия : Изменение № 1 СНиП 2.01.07–85. – Введ. 01.07.04. – Минск : М-во архитектуры и стр-ва Респ. Беларусь, 2004. – 5 с.
7. Нагрузки и воздействия : СНиП 2.01.07–85. – Введ. 01.01.87. – М. : ЦИТП Госстроя СССР, 1986. – 36 с.
8. Талецкий, В. В. Проектирование железобетонных конструкций многоэтажного здания : учеб.-метод. пособие / В. В. Талецкий. – Гомель : БелГУТ, 2009. – Ч. 1 : Элементы каркаса и междуэтажного перекрытия из сборного железобетона. – 80 с.
9. Система проектной документации для строительства. Правила выполнения архитектурно-строительных рабочих чертежей : ГОСТ 21.501–93. – Введ. 01.07.95. – Минск : М-во архитектуры и стр-ва Респ. Беларусь, 1995. – 46 с.

СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ.....	3
1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЯХ.....	4
1.1. Требования к расчету железобетонных конструкций.....	4
1.2. Нагрузки и воздействия на элементы железобетонных конструкций.....	5
1.3. Классы и прочностные характеристики бетона.....	7
1.4. Классификация и прочностные характеристики арматуры.....	9
1.5. Виды железобетонных плит и балок и их армирование.....	11
1.6. Требования по назначению диаметров стержней и конструированию арматурных каркасов и сеток в изгибаемых элементах.....	12
2. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ РЕБРИСТОЙ ПЛИТЫ ПОКРЫТИЯ.....	17
2.1. Расчет плиты покрытия по предельному состоянию первой группы (по прочности).....	21
2.1.1. Расчет полки плиты покрытия по прочности.....	21
2.1.2. Расчет продольных ребер плиты покрытия по прочности.....	28
2.1.3. Расчет поперечного ребра плиты покрытия по прочности.....	34
2.2. Расчет плиты покрытия по предельным состояниям второй группы.....	38
2.2.1. Расчет продольных ребер по образованию нормальных трещин.....	38
2.2.2. Расчет продольных ребер по раскрытию нормальных трещин.....	42
2.2.3. Расчет продольных ребер по деформациям.....	46
3. РАСЧЕТ БАЛКИ ПОКРЫТИЯ ПРЯМОУГОЛЬНОГО СЕЧЕНИЯ.....	48
3.1. Расчет балки (ригеля) по предельному состоянию первой группы (по прочности).....	48
3.1.1. Расчет нагрузок и усилий, действующих на ригель.....	49
3.1.2. Расчет прочности ригеля по сечениям, нормальным к продольной оси. Расчет рабочей продольной арматуры.....	52
3.1.3. Расчет прочности ригеля на действие поперечной силы по наклонной полосе между наклонными трещинами. Подбор поперечной арматуры.....	55
3.1.4. Расчет прочности ригеля на действие поперечной силы по наклонной трещине.....	57
3.1.5. Расчет ригеля на экономию стали. Построение эпюры материалов.....	59
3.2. Расчет ригеля по предельным состояниям второй группы.....	62
3.2.1. Расчет ригеля по образованию нормальных трещин.....	62
3.2.2. Расчет ригеля по раскрытию нормальных трещин.....	65
3.2.3. Расчет ригеля по деформациям.....	68
4. ТРЕБОВАНИЯ К ВЫПОЛНЕНИЮ ЧЕРТЕЖЕЙ ПО ПРОВЕДЕННЫМ РАСЧЕТАМ.....	70
ПРИЛОЖЕНИЯ.....	71
БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК	80

Учебное издание

Другомилов Роман Александрович
Другомилова Ольга Викторовна

ИНЖЕНЕРНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

**РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ НЕСУЩИХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ
КОНСТРУКЦИЙ ПОКРЫТИЙ ЗДАНИЙ**

Методические указания по курсовому и дипломному проектированию

Редактор *Н. А. Матасёва*
Технический редактор *Н. Л. Якубовская*
Корректор *С. Н. Кириленко*

Подписано в печать 22.05.2017. Формат 60×84 ¹/₁₆. Бумага офсетная.
Ризография. Гарнитура «Гаймс». Усл. печ. л. 4,88. Уч.-изд. л. 3,14.
Тираж 75 экз. Заказ .

УО «Белорусская государственная сельскохозяйственная академия».
Свидетельство о ГРИИРПИ № 1/52 от 09.10.2013.
Ул. Мичурина, 13, 213407, г. Горки.

Отпечатано в УО «Белорусская государственная сельскохозяйственная академия».
Ул. Мичурина, 5, 213407, г. Горки.