

МИНИСТЕРСТВО ТРАНСПОРТА И КОММУНИКАЦИЙ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ

УЧРЕЖДЕНИЕ ОБРАЗОВАНИЯ
«БЕЛОРУССКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ ТРАНСПОРТА»

Кафедра «Строительные технологии и конструкции»

М. В. МАРКОВА

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЛЕСТНИЦ

*Рекомендовано учебно-методическим объединением
в сфере высшего образования Республики Беларусь
по образованию в области строительства и архитектуры
для студентов специальности 1–70 02 01
«Промышленное и гражданское строительство»
в качестве пособия*

Гомель 2021

УДК 692.6/.67.001.2(075.8)
ББК 38.47
М27

Р е ц е н з е н т ы: главный инженер проекта ООО «Сеть Проект»
И. А. Кузьменко; заведующий кафедрой архитектуры и
строительства д-р архитектуры, профессор *И. Г. Малков*
(БелГУТ)

Маркова, М. В.

М27 Проектирование лестниц : пособие / М. В. Маркова ; М-во трансп. и
коммуникаций Респ. Беларусь, Белорус. гос. ун-т трансп. – Гомель :
БелГУТ, 2021. – 71 с.
ISBN 978-985-554-961-2

Приведены общие сведения по классификации лестниц и основные принципы расчёта и конструирования железобетонных и металлических лестниц. Особо выделены противопожарные требования к лестницам и лестничным клеткам. Подробно изложены примеры расчёта и оформления чертежей. Все расчёты выполнены в соответствии с действующим нормам СН 2.01.01-2019 «Основы проектирования строительных конструкций», СП 5.03.01-2020 «Бетонные и железобетонные конструкции» и СНиП II–23–81* «Стальные конструкции».

Предназначено для выполнения дипломных проектов студентами специальности 1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство», может быть использовано в проектной практике.

УДК 692.6/.67.001.2(075.8)
ББК 38.47

ISBN 978-985-554-961-2

© Маркова М. В., 2021
© Оформление. БелГУТ, 2021

ОГЛАВЛЕНИЕ

1 Общие положения	4
2 Расчёт сборных элементов железобетонной лестницы	15
2.1 Расчёт сборного железобетонного марша	15
2.1.1 Предельные состояния несущей способности	20
2.1.2 Предельные состояния эксплуатационной пригодности.....	25
2.2 Расчёт железобетонной площадочной плиты	32
2.2.1 Расчёт плиты	33
2.2.2 Расчёт пристенного ребра.....	35
2.2.3 Расчёт лобового ребра.....	42
3 Расчёт элементов металлической лестницы	53
3.1 Расчёт лестничного марша	54
3.2 Расчёт площадки.....	57
3.2.1 Расчёт настила	57
3.2.2 Подбор сечения несущих балок	60
3.2.3 Подбор сечения стойки	62
Приложения	
А Нормируемые параметры лестничных маршей	64
Б Характеристические значения функциональных нагрузок, действующих на лестницы	66
В Справочные коэффициенты.....	67
Г Характеристики бетона и арматуры	69
Д Пример оформления чертежей	вкл.
Список литературы	71

1 ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Главные требования, которым должны удовлетворять лестницы, – достаточная пропускная способность, огнестойкость, несущая способность и жёсткость.

Лестницы состоят из этажных и промежуточных площадок и маршей.

Минимальная ширина лестничных маршей (расстояние между стеной и перилами или между двумя перилами) и их максимально допустимый уклон $i = H/l$ (отношение высоты марша H к длине его горизонтальной проекции l) определяются исходя из требований по эвакуации людей при пожаре и приведены в приложении А.

Количество ступеней в одном марше принимается не менее 3 и не более 16; для лестниц, ведущих в подвалы или чердаки, допускается большее число ступеней. Все ступени в пределах одного марша должны быть одинакового размера по высоте и ширине. Удобство ступеней проверяют по специальным формулам:

1 Шаговая формула: $2b + a = 60 \dots 64$ см.

Это значит, что ширина проступи (a) и высота подступенка (b) должны соответствовать средней длине шага человека (60–64 см) (рисунок 1.1).

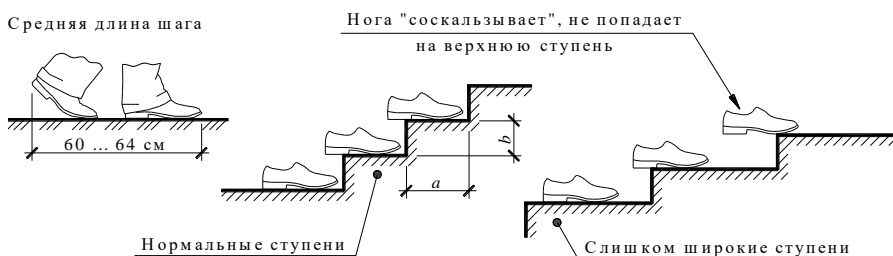


Рисунок 1.1 – Зависимость ширины проступи и высоты подступенка от длины шага

2 Формула безопасности: $a + b = (46 \pm 1)$ см.

Сумма размеров ширины проступи и высоты подступенка должна равняться 45–47 мм (30 + 15; 27 + 18). Лестница, изготовленная согласно этому расчету, считается наиболее безопасной. Выбирая ширину проступи, нужно исходить из того, что при спуске по лестнице взрослый человек ставит ногу так, что носок свисает над закругленной передней частью проступи. Если носок свисает незначительно, то ступень считается безопасной и чем уже ступень, тем выше опасность соскальзывания с нее. Практика показала, что лучше всего ширину ступени принимать в пределах 28–30 см, а высоту ступени 15–17 см.

3 Формула удобства: $a - b \approx 12$ см.

Практика показывает, что строго выдержать соотношения по формулам в реальных условиях не всегда возможно. Но во всяком случае нужно стараться максимально приблизиться к оптимальным соотношениям: они гарантируют, максимально возможный при заданном уклоне комфорт, эргономичность.

Ширина лестничных площадок должна быть не менее ширины марша, а перед входами в лифты с распашными дверями – не менее суммы ширины марша и половины ширины двери лифта, но не менее 1,6 м.

При проектировании всех строительных конструкций предполагается проверка предельных состояний несущей способности (ULS) и предельных состояний эксплуатационной пригодности (SLS). При этом ULS включают в себя EQU (потеря статического равновесия здания) и STR (разрушение элементов конструкций). Иными словами, элементы лестничных клеток (марши и площадки) рассчитывают по прочности (STR) и по деформациям (SLS).

Характеристическое значение функциональной (переменной) нагрузки для расчёта элементов лестничной клетки принимают в зависимости от назначения здания согласно СН [2] (приложение Б). Характеристическое значение горизонтальной нагрузки на поручни перил лестниц следует принимать равными:

а) для жилых зданий, дошкольных учреждений, гостиниц, учреждений здравоохранения, служебных и бытовых помещений общественных и промышленных зданий, кафе, читальных залов библиотек – 0,5 кН/м;

б) для учреждений образования, кинотеатров, музеев, залов ожидания на железнодорожных вокзалах, спортивных и танцевальных залов, сцен, торговых павильонов – 1,0 кН/м;

в) для концертных залов, трибун, железнодорожных платформ – 3,0 кН/м.

При выполнении расчётов по предельным состояниям STR (по несущей способности) производится подбор армирования в железобетонных элементах или подбор требуемой площади сечения (прокатного профиля) для металлических элементов.

Расчёты по ULS ведутся на воздействия с частными коэффициентами, учитывающими возможные отклонения нагрузки от предполагаемых значений и погрешности расчётной модели, $\gamma_F > 1$.

При этом основное сочетание расчётных воздействий на элемент (для предельных состояний STR) определяется как менее благоприятное из следующих выражений:

$$\sum_{j=1}^n \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{i=1}^n \psi_{0,i} \gamma_{Q,i} Q_{k,i} \quad \text{или} \quad \sum_{j=1}^n \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i=2}^n \psi_{0,i} \gamma_{Q,i} Q_{k,i},$$

где G_k – характеристическое (прогнозируемое) значение постоянного воздействия;

Q_k – характеристическое значение переменного воздействия (приложение Б);

γ_G, γ_Q – частные коэффициенты для постоянных и переменных воздействий соответственно (приложение В);

ψ_0 – коэффициент, учитывающий комбинационное значение переменного воздействий (см. приложение Б);

ξ – понижающий коэффициент, $\xi = 0,85$.

При подборе армирования в железобетонных элементах лестничной клетки, минимальная толщина защитного слоя бетона c_{\min} назначается как большее значение из условия

$$c_{\min} = \max\{c_{\min,dur}; c_{\min,b} = \emptyset; 10 \text{ мм}\},$$

где $c_{\min,dur}$ – минимальная толщина защитного слоя бетона в зависимости от условий защиты арматуры от воздействий окружающей среды (таблица Г.4);

$c_{\min,b}$ – минимальная толщина защитного слоя бетона в зависимости от условия сцепления бетона с арматурой (при номинальном максимальном диаметре крупного заполнителя более 32 мм $c_{\min,b} = \emptyset + 5$ мм);

\emptyset – диаметр арматурного стержня.

При расчётах элементов лестничной клетки по SLS (по предельным состояниям эксплуатационной пригодности: деформациям и ширине раскрытия трещин) расчётное значение силового воздействия на конструкцию рекомендуется принимать с частными коэффициентами $\gamma_F = 1$, т. е. фактически по SLS расчёт ведётся на характеристические (прогнозируемые) значения воздействий.

При расчёте конструкций по деформациям (проверка жёсткости) должно выполняться условие, согласно которому прогибы конструкций, вызванные расчётными силовыми воздействиями и их сочетаниями, не должны превышать соответствующих предельно допустимых значений, установленных с учётом характера объекта, эстетических требований и ограничений по повреждениям конструкций и отделке.

Расчёт элементов лестничной клетки по эксплуатационной пригодности необходимо производить исходя из следующих требований:

а) эстетико-психологических (обеспечение благоприятных впечатлений от внешнего вида конструкции, предотвращение ощущения опасности);

б) физиологических (предотвращение ощущений дискомфорта при колебаниях, т. е. учитывается наличие у человека неуютного ощущения при ходьбе по лестнице).

При предъявлении эстетико-психологических требований, предельный прогиб элементов лестниц (марши, площадки, косоуры) нормируется исходя:

– из комфорта пользователя

$w_2 + w_3 \leq L/300$ при частом сочетании воздействий;

– из внешнего вида

$w_1 + w_2 \leq L/250$ при практически постоянном сочетании воздействий.

Здесь w_1 – начальная часть прогиба от постоянных воздействий;

w_2 – длительная часть прогиба от постоянных воздействий;

w_3 – дополнительная часть прогиба от переменных воздействий;

L – длина пролёта (для консольных элементов следует принимать равной двойному вылету консоли).

При расчёте элементов лестничной клетки частое сочетание силового воздействия на элемент определяется как сумма постоянной и функциональной нагрузок с коэффициентом ψ_1 , учитывающим частоту повторения функциональной нагрузки. Практически постоянное сочетание силового воздействия – как сумма постоянной и функциональной нагрузки с коэффициентом ψ_2 , учитывающим практически постоянное значение функциональной нагрузки. Значения коэффициентов ψ_i зависят от вида функциональной нагрузки (см. приложение Б).

При предъявлении физиологических требований, вводятся ограничения собственных частот колебаний конструкции лестничной клетки таким образом, чтобы собственная частота вертикальных колебаний составляла более 5 Гц.

Расчёты по предельным состояниям SLS для железобетонных элементов лестницы также включают в себя расчёт по образованию и раскрытию трещин. Фактическое значение ширины раскрытия трещин в элементе определяется при практически постоянном сочетании воздействий. Значение предельно допустимой ширины раскрытия трещин, w_{lim} , зависит от класса среды по условиям эксплуатации конструкции (см. таблицу Г.4).

В жилых, общественных и производственных зданиях применимы лестницы, несущие элементы которых выполнены из железобетона или металла.

По конструктивному решению железобетонные лестницы можно разделить на следующие типы (рисунок 1.2):

– лестницы из мелкоразмерных железобетонных элементов;

– лестницы из крупноразмерных железобетонных элементов;

– монолитные железобетонные лестницы.

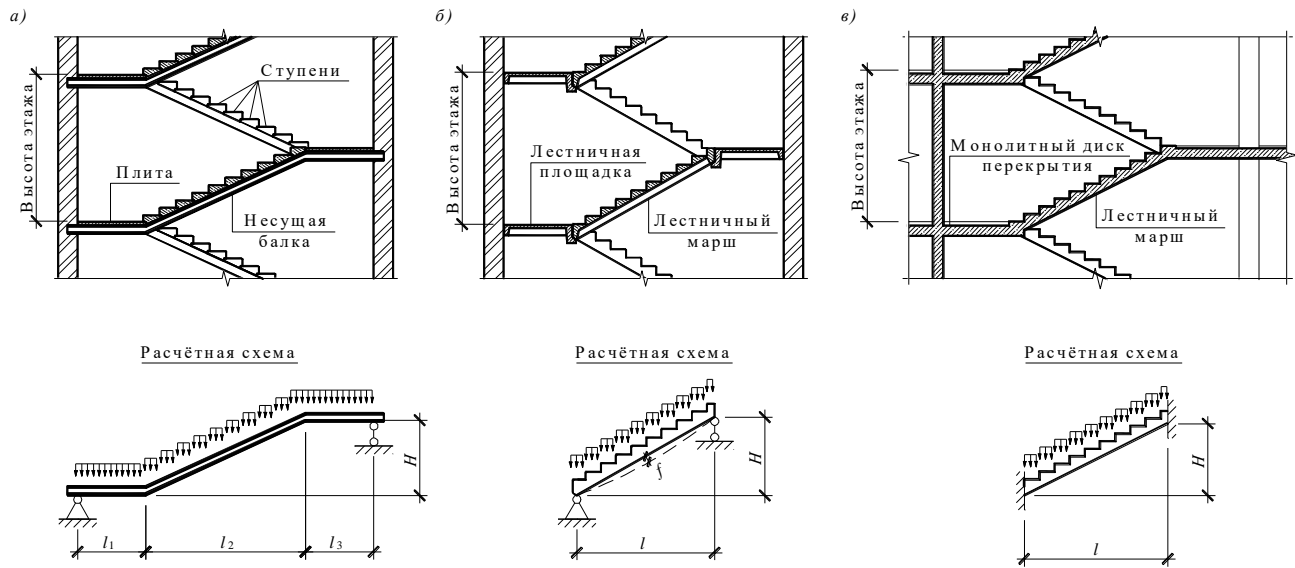


Рисунок 1.2 – Варианты исполнения железобетонных лестниц:
 а – из мелкогабаритных железобетонных элементов;
 б – из крупногабаритных железобетонных элементов; в – монолитная

Лестницы из мелкогабаритных железобетонных элементов могут быть выполнены по несущим металлическим или железобетонным балкам

Лестницы из мелкогабаритных элементов по металлическим балкам достаточно широко используются при проектировании зданий, в отличие от аналогичных конструкций по несущим железобетонным балкам и косякам.

Прежде всего сборные лестницы по металлическим балкам применимы для реализации нестандартных проектных решений, а также при проведении реконструкции зданий. Конструктивная схема таких лестниц состоит из несущих металлических балок (косяков), по которым укладываются железобетонные ступени, образующие лестничные марши, и плоских железобетонных плит площадок, которые, в свою очередь, также опираются на металлические балки.

В зависимости от местоположения несущих стен лестничной клетки или ригелей (в каркасных зданиях) предусматривают два варианта конструктивного решения несущих металлических балок, отличающихся конфигурацией косяка (простой или гнутый). Гнутый косяк кроме наклонного участка, равного длине марша, имеет два горизонтальных участка, предназначенных для опирания площадочных плит. В другом варианте конструктивного решения простой косяк опирается на площадочные балки. В обоих случаях, косяк является балочным элементом, рассчитываемым на изгиб как свободно опертая балка на действующие нагрузки с учётом уклона марша. Важным моментом при проектировании лестниц по несущим металлическим балкам является разработка узлов заделки несущих металлических балок в кирпичную стену, а также разработка узла опирания нижнего конца косяка первого марша на перекрытие или грунт.

Глубина заделки несущих металлических балок принимается не менее 150 мм. В местах опирания балок, когда это требуется по расчёту на смятие кирпичной кладки, укладываются железобетонные распределительные (опорные) плиты (сборные [серия 1.225-2 вып. 12] или монолитные). Толщина распределительных плит принимается кратной толщине рядов кладки, но не менее 150 мм для монолитных плит и 140 мм – для сборных. Если при работе на местное смятие несущая способность кирпичной кладки используется более чем на 80 %, предусматривается армирование опорного участка сетками из проволоки $\varnothing 3$ мм арматуры класса S1400 с размером ячейки не более 60 × 60 мм, уложенными не менее чем в трёх горизонтальных швах.

Плоская железобетонная плита лестничной площадки, опирающаяся на площадочные балки, рассчитывается как однопролётная свободно опертая балка. В случае укладки плиты на гнутые косяки, расчётная схема представляет собой трёхпролётную неразрезную свободно опертую балку (рисунок 1.3).

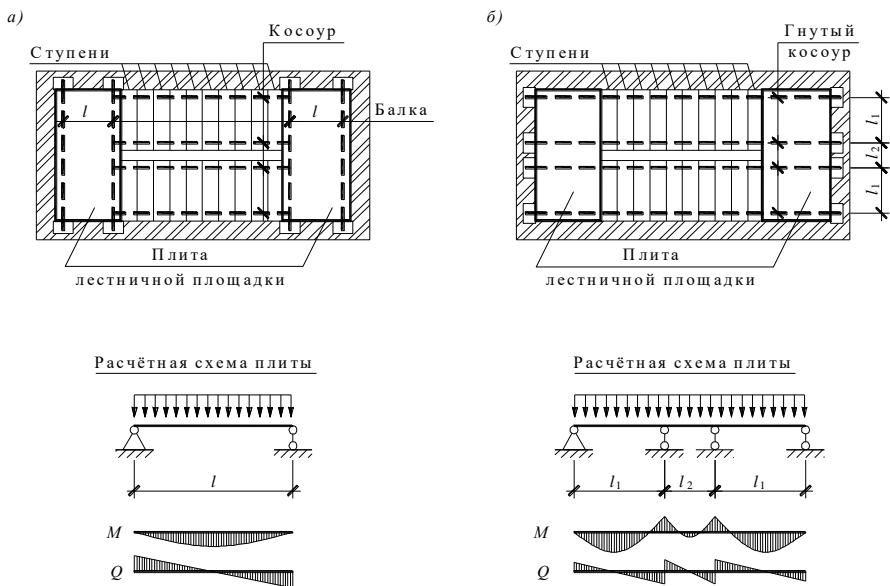


Рисунок 1.3 – Расчётные схемы для плиты, опертой:
 а – на площадочные балки; б – на гнутые косоуры

Армируется плоская железобетонная плита лестничной площадки сварными сетками из стержней периодической арматуры класса S500 (диаметр рабочих стержней определяется расчётом на изгиб; диаметр стержней распределяющей арматуры принимается 4–6 мм) с размером ячейки 100–200 мм. Минимально допустимая толщина плиты 60 мм. Плита должна иметь монтажные петли и закладные детали для крепления к металлическим балкам.

Железобетонные ступеньки, укладываемые на косоуры, рассчитывают как свободно опертые балки треугольного сечения. Для армирования ступеней в нижней растянутой зоне, как правило, используются сетки из стержней арматуры периодического профиля класса S500 (\varnothing 6–8 мм – рабочая арматура в продольном направлении; \varnothing 4–6 мм – распределительная арматура, размещаемая поперёк ступени). Шаг стержней – 100, 200 мм. Сетки, применяемые для армирования ступеней, выполняются сварными, а крестообразные соединения стержней в этих сетках осуществляются контактной точечной сваркой.

Согласно [10], при конструировании ступеней необходимо учитывать их транспортировку к месту монтажа, а значит и возможные при этом удары, поэтому дополнительно рекомендуется укладывать по одному арматурному стержню в верхнем углу ступени и связывать растянутую и сжатую зоны бетона хомутами.

Сборные ступени должны также снабжаться закладными деталями, предназначенными для фиксации ступеней на металлическом косоуре и для крепления ограждения лестниц, и строповочными (монтажными) петлями.

Применяемые для ступеней и площадочных плит закладные детали являются закладными деталями открытого типа с толщиной пластин 6, 8 мм и анкерными стержнями $\varnothing 8, 10$ мм из арматуры периодического профиля класса S500. Длина анкерных стержней 250–300 мм (но не менее расчётной длины анкеровки l_{bd}).

Расчётную длину анкеровки выпусков периодической арматуры закладных деталей согласно СП [5] определяют по формуле:

$$l_{bd} = \frac{0,7 \cdot \varnothing}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{2,25 f_{cta}},$$

где f_{cta} – расчётное сопротивление бетона растяжению, определяемое путём деления нормативных сопротивлений бетона осевому растяжению f_{ctk} (приложение Г) на частный коэффициент безопасности по бетону $\gamma_c = 1,5$;

f_{yd} – расчётное сопротивление арматуры (см. приложение Г);

\varnothing – диаметр арматурного стержня.

При необходимости, уменьшение длины анкеровки осуществляется за счёт установки концевых упоров (поперечных стержней или пластин). Анкерные стержни в основании располагают перпендикулярно по отношению к пластине, а для лучшего сопротивления прикладываемым усилиям некоторые стержни выполняют отогнутыми (рисунок 1.4).

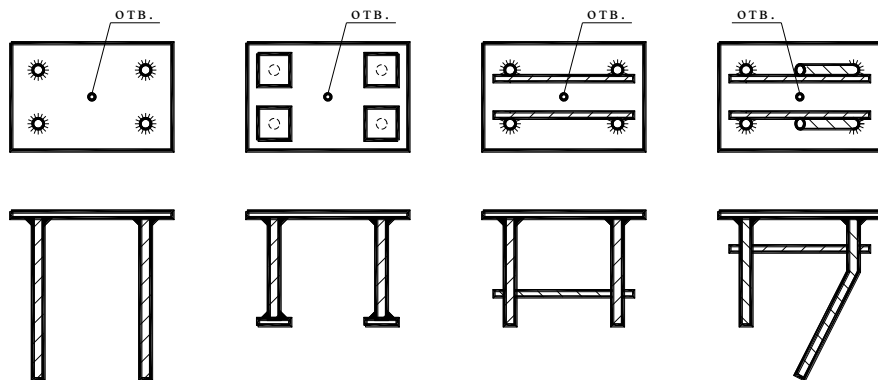


Рисунок 1.4 – Возможные варианты исполнения закладных деталей

Все закладные детали имеют отверстия в пластине, которые служат для крепления закладных деталей к форме. Кроме того, отверстия в верхних по положению в опалубке пластинах закладных деталей позволяют контролировать качество бетонирования.

Монтажные петли сборных железобетонных элементов лестницы (ступеней и площадок) изготавливают из стержней гладкой горячекатаной арматуры $\varnothing 6, 8$ мм класса S240. Высота проушин петель, измеряемая от соответствующей поверхности железобетонного элемента, принимается 70 мм. Из-за стеснённых условий для размещения петель в сборных ступенях, как правило, применяются монтажные петли с отогнутыми ветвями.

В зависимости от конструктивной схемы здания существуют несколько вариантов *лестниц из крупноразмерных железобетонных элементов*. Наиболее распространены два основных принципиальных решения:

- 1) из отдельных маршей и площадок;
- 2) из одинаковых элементов: марша с двумя монолитно примыкающими к нему полуплощадками.

В бескаркасных крупнопанельных, крупноблочных зданиях, а также в зданиях из традиционных материалов (кирпича, мелких блоков) лестницы устраивают состоящими из конструктивных элементов двух видов: площадочной плиты, монолитно окаймлённой по контуру рёбрами (балками), и лестничных маршей со ступенями. Площадки опираются на боковые стены лестничной клетки (расположенные вдоль марша), а марши – на консольные выпуски крайних (лобовых) рёбер площадочных плит и соединяются с ними с помощью закладных деталей на сварке не менее чем в двух местах.

Площадочные плиты лестниц представляют собой железобетонные ребристые плиты, состоящие из продольных несущих рёбер (лобового и пристенного), поперечных рёбер и плиты. Они опираются выступами продольных рёбер на стены лестничной клетки и работают на изгиб как элементы таврового сечения с полкой в сжатой зоне. При расчёте площадочной плиты рассматривают отдельно полку, упруго заделанную в рёбрах, лобовое ребро, на которое опираются марши, и пристенное ребро, воспринимающее нагрузку от половины пролёта полки плиты.

Толщина плиты назначается 80–100 мм, высота поперечных и пристенного продольного ребер – 200–250 мм, высота продольного (лобового) ребра, на которое опираются марши, – 300–450 мм. По всей длине продольного ребра устраивается полка весом 70–100 мм, являющаяся опорой для маршей. Основную рабочую арматуру располагают по низу рёбер.

В зависимости от соотношения пролётов (расстояний между поперечными l_1 и продольными l_2 рёбрами), согласно [9], плита рассматривается либо как балочная, либо как опёртая по контуру:

- при соотношении сторон $l_1/l_2 > 2$ – балочная, работающая на изгиб в направлении меньшей стороны l_2 ; при этом изгибающим моментом в направлении большей стороны ввиду его малости пренебрегают;
- при соотношении сторон $l_1/l_2 \leq 2$ – опёртая по контуру, работающая на изгиб в двух направлениях, имеющая перекрестную рабочую арматуру.

Плиту обычно рассчитывают только по прочности сечения, нормального к продольной оси элемента.

Наиболее нагруженным элементом является лобовое ребро. Оно воспринимает нагрузку от плиты и от маршей и работает как балка на двух свободных опорах. Это ребро рассчитывают по прочности сечений, нормальных и наклонных к продольной оси элемента, по образованию и раскрытию трещин, по деформациям. Аналогичным образом рассчитывают и остальные рёбра.

Лестничный марш состоит из боковых рёбер (косоуров), поперечных (опорных) рёбер и ступеней. Толщина плиты между ступенями обычно составляет 30 мм, высота продольных рёбер – 150–250 мм. Основную рабочую арматуру марша располагают по низу боковых рёбер.

Расчётной схемой лестничных маршей является однопролётная статически определимая балка с наклонной осью, опирающаяся шарнирно на лобовые рёбра площадок и нагруженная равномерно распределённой нагрузкой. Глубина опирания маршей на лобовые рёбра лестничных площадок регламентируется. Она должна быть не менее 70 мм при опирании марша на верхнюю площадку и не менее 60 мм – на нижнюю площадку. Расчётной длиной однопролётной балки считается расстояние между серединами глубины опирания марша соответственно на верхнюю и нижнюю площадки. При расчёте лестничный марш рассматривается как балка таврового сечения. Его рассчитывают по прочности сечения, нормального (подбор нижней продольной арматуры) и наклонного (подбор поперечной арматуры) к продольной оси элемента, по образованию и раскрытию трещин и по деформациям.

Плиту марша армируют сеткой из стержней \varnothing 4–6 мм арматуры периодического профиля класса S500, расположенных с шагом 100–300 мм. Плита монолитно связана со ступенями, которые армируются по конструктивным соображениям, и её несущая способность с учётом работы ступеней вполне обеспечивается.

Железобетонные марши могут иметь несколько строповочных устройств, различающихся по назначению: для извлечения из опалубки, для погрузочно-разгрузочных работ, для монтажа при возведении здания. Для монтажа лестничного марша при возведении здания, как правило, предусмотрены четыре отверстия \varnothing 30 мм. Для извлечения лестничного марша из опалубки и для погрузочно-разгрузочных работ он должен быть снабжён двумя строповочными петлями. Для крепления металлического ограждения в лестничном марше должны быть предусмотрены четыре закладные детали.

Этажные лестничные площадки устанавливаются на стены на слой цементно-песчаного раствора (толщиной не более 20 мм). С помощью скоб и накладок электродуговой сваркой этажные лестничные площадки крепятся к плитам перекрытия здания. В местах опирания рёбер лестничных площадок на стену производится расчёт кирпичной кладки на смятие. При необходимости повышения несущей способности опорного участка кладки на смятие могут применяться опорные распределительные плиты (опорные подушки). Лестничные марши укладываются между площадками на постель из раствора.

Для возможности обеспечения передачи нагрузок на кирпичные стены через рёбра лестничных площадок лестничные марши и лестничные площадки вдоль пристенного ребра укладываются с зазором 10 мм (зазор после монтажа заполняется цементным раствором).

В отдельных случаях (при нетиповом решении уникальных зданий) выполняют **монолитные железобетонные лестницы**. Проектирование таких лестниц существенно отличается от проектирования сборных. При проектировании следует учитывать, что этажные лестничные площадки являются продолжением монолитного перекрытия здания. Промежуточные площадки (при наличии в здании несущей наружной стены) жёстко сопрягаются с поперечными несущими стенами здания, одновременно являющимися ограждающими стенами лестничной клетки. Поэтому расчёт монолитных железобетонных лестниц обычно производится с использованием программных комплексов, ориентированных на расчёт строительных конструкций (например, программного комплекса ЛИРА), и является составной частью комплексного расчёта всего здания в целом, как единой взаимосвязанной системы. Объёмная расчётная схема монолитной лестницы в этом случае будет состоять из взаимосвязанных горизонтальных и наклонных пластин.

Однако, конструктивные элементы лестниц можно рассчитать и отдельно. При отдельном расчёте конструктивных элементов лестниц имеют дело с плоскими расчётными схемами. Тогда лестничные марши рассматриваются как однопролётные балки с наклонной осью и жёстким закреплением опорных узлов, нагруженные равномерно распределённой нагрузкой (см. рисунок 1.2, а). А лестничные площадки – как пластины, жёстко сопряжённые по трём (двум) сторонам со стенами и свободным краем, к которому прикладывается нагрузка, передаваемая лестничными маршами (погонные вертикальная нагрузка и момент по длине опирания маршей). Кроме того, по всему полю пластины прикладывается равномерно распределённая нагрузка.

Для маршей монолитных лестниц ширина проступи и высота подступенка, как правило, назначаются соответственно 300 и 150 мм ($i = 1 : 2$), а толщина этажных и промежуточных площадок – 200 мм.

Основная задача при проектировании **металлических лестниц** заключается в расчёте косоуров (представленных, как правило, швеллерами или прямоугольными трубами, для удобства крепления ступеней), опорных элементов (несущих балок и стоек площадки), ступеней и ограждений. Ступени и настил площадок могут изготавливаться из просечно-вытяжной, рифлёной или полосовой стали, а также из арматурной стали $\varnothing 16$ –20 мм. Настил площадок может выполняться как плоским, так и ребристым (для увеличения жёсткости). Основные принципы расчёта (расчётные схемы отдельных элементов и прилагаемая нагрузка) металлических лестниц не отличаются от железобетонных. В разд. 2 и 3 пособия приведён пример расчёта железобетонной и металлической лестницы соответственно.

2 РАСЧЁТ СБОРНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ ЛЕСТНИЦЫ

Задание для проектирования. Рассчитать и сконструировать железобетонную лестницу для жилого дома. Высота этажа 3 м.

Применяемые материалы. Согласно приложению Г класс среды по условиям эксплуатации лестницы – ХС1; тогда минимальный класс бетона по прочности на сжатия, допустимый к применению для данной конструкции, $C^{20}/_{25}$; минимальный размер защитного слоя бетона $c_{\min, \text{dur}} = 15$ мм, максимально допустимая ширина раскрытия трещин $w_{\text{lim}} = 0,4$ мм.

для бетона $C^{20}/_{25}$: $f_{ck} = 20$ МПа; $f_{cd} = f_{ck}/1,5 = 20/1,5 = 13,3$ МПа;
 $f_{ctk} = 1,5$ МПа; $f_{ctd} = f_{ctk}/1,5 = 1,5/1,5 = 1,0$ МПа;
 $f_{ctm} = 2,2$ МПа; $f_{cm} = 28$ МПа; $E_{cm} = 29$ ГПа;

для арматуры S500: $f_{yk} = 500$ МПа; $f_{yd} = 435$ МПа;

$f_{ywd} = 400$ МПа; $E_s = 200$ ГПа;

для арматуры S240: $f_{yk} = 240$ МПа; $f_{yd} = 209$ МПа; $f_{ywd} = 192$ МПа

2.1 Расчёт сборного железобетонного марша

Класс здания по пожарной опасности Ф1.3 (см. приложение А), соответственно минимально допустимая ширина лестничного марша 1,05 м (принимаем $b_m = 1,2$ м), а максимально допустимый уклон – 1:1,75.

Назначаем ширину проступи ступени лестничного марша 300 мм (рисунок 2.1). Тогда, учитывая максимально допустимый уклон марша, высота ступени не должна превышать

$$h_{\text{ст}} = 300 \text{ мм} \cdot 1/1,75 = 171 \text{ мм}.$$

Окончательно принимаем размеры ступеней марша 300×170 мм, тогда уклон марша характеризуется следующими величинами:

$$i = \text{tg } \alpha = 170/300 = 1/1,765 = 0,567;$$

$$\cos \alpha = 0,870; \quad \sin \alpha = 0,493; \quad \alpha = 29,5^\circ.$$

Предварительно назначаем размеры лестничного марша. Принимаем толщину плиты марша (по сечению между ступенями) 30 мм, высоту рёбер (косоуров) 170 мм (140 + 30 мм), ширину рёбер 100 и 130 мм по нижнему и верхнему сечению соответственно.

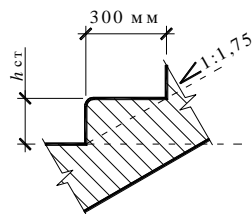


Рисунок 2.1 – Ступени лестничного марша

Для выполнения расчётов действительное сечение марша заменяется на расчётное тавровое с полкой в сжатой зоне (рисунок 2.2), для которого следует ограничивать расчётную ширину полки b_{eff} из условия

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \leq b_M.$$

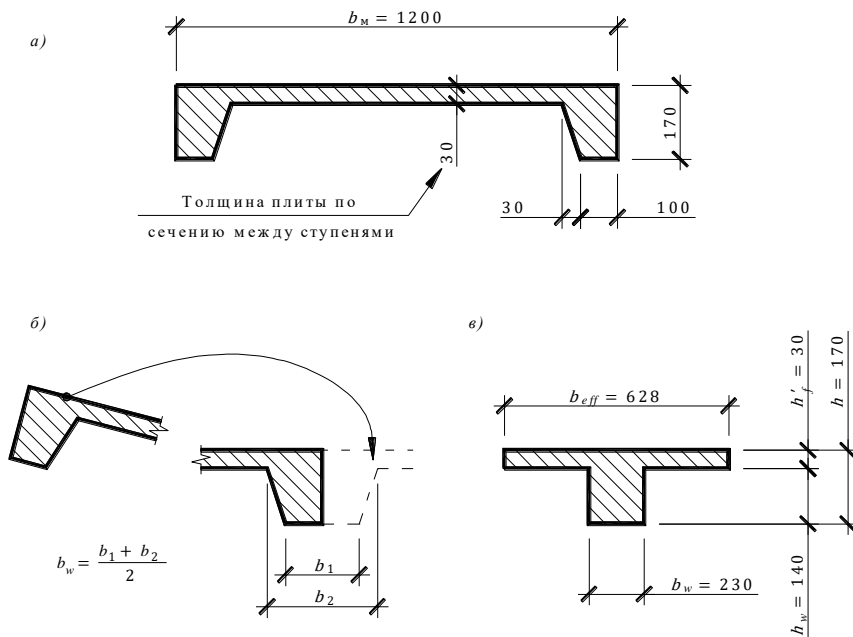


Рисунок 2.2 – Поперечное сечение лестничного марша:
 а – фактическое сечение; б – компоновка расчётного сечения; в – расчётное сечение

При этом для рассматриваемого марша $b_{eff,i}$ должно отвечать условиям:

$$b_{eff,i} = 0,2 \frac{b_M - b_w}{2} + 0,1 \cdot 0,85 b_M \leq 0,2 \cdot 0,85 b_M \quad \text{и} \quad b_{eff,i} \leq \frac{b_M - b_w}{2}.$$

$$b_w = 2 \frac{100 + 130}{2} = 230 \text{ мм};$$

$$\frac{b_M - b_w}{2} = \frac{1200 - 230}{2} = 485 \text{ мм}; \quad 0,2 \cdot 0,85 b_M = 0,2 \cdot 0,85 \cdot 1200 = 204 \text{ мм};$$

$$b_{eff,i} = 0,2 \frac{1200 - 230}{2} + 0,1 \cdot 0,85 \cdot 1200 = 199 \text{ мм};$$

$$b_{eff} = 2 \cdot 199 + 230 = 628 \text{ мм}.$$

За расчётный пролёт балки принимается расстояние в свету между опорами, плюс 1/3 длины опирания балки (на каждую опору). В нашем случае расчётный пролёт марша составит (рисунок 2.3)

$$l_{m,eff} = 3175 - 2/3(45 + 75) = 3095 \text{ мм} = 3,095 \text{ м.}$$

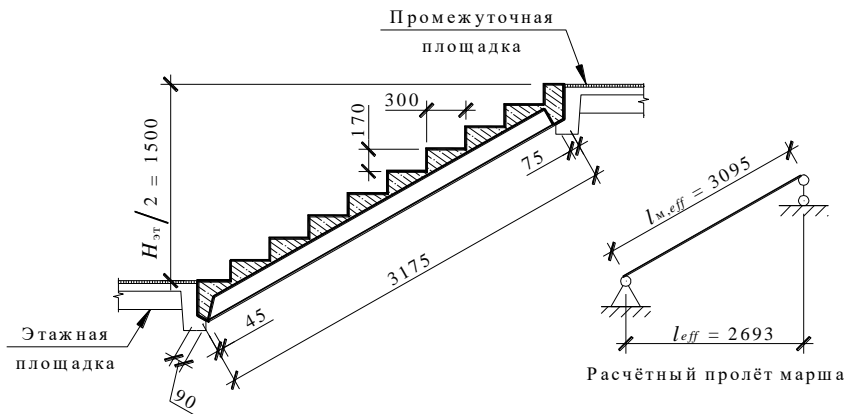


Рисунок 2.3 – Фактические и расчётные габариты проектируемого лестничного марша

Длина горизонтальной проекции расчётной длины марша

$$l_{eff} = l_{m,eff} \cos \alpha = 3,095 \cdot 0,870 = 2,693 \text{ м.}$$

Определим нагрузку от собственного веса лестничного марша (удельный вес железобетона $\gamma = 25 \text{ кН/м}^3$):

– вес одной ступени

$$1/2 (0,17 \cdot 0,3) \cdot 1,2 \cdot 25 = 0,8 \text{ кН;}$$

– вес одного косоура (поперечное сечение – прямоугольная трапеция)

$$1/2 (0,1 + 0,13) \cdot (0,17 - 0,03) \cdot 3,175 \cdot 25 = 1,3 \text{ кН;}$$

– вес плиты марша

$$0,03 \cdot 1,2 \cdot 3,175 \cdot 25 = 2,9 \text{ кН.}$$

Тогда, ориентировочно характеристическое значение постоянного воздействия на марш от его собственного веса составит (10 ступеней, 2 косоура и плита)

$$G_m = 0,8 \cdot 10 + 1,3 \cdot 2 + 2,9 = 13,5 \text{ кН.}$$

Собственный вес марша, приходящийся на его горизонтальную проекцию (характеристическое значение),

$$g_m = G_m / l_{eff} = 13,5 / 2,693 = 5,0 \text{ кН/м.}$$

Как видно из рисунка 2.4, переменная функциональная нагрузка (от веса людей), приходящаяся на лестничный марш, уже распределена по длине, соответствующей длине горизонтальной проекции марша (сумма проступей всех ступеней), тогда $q_{вр} = 3,0 \cdot 1,2 = 3,6$ кН/м.

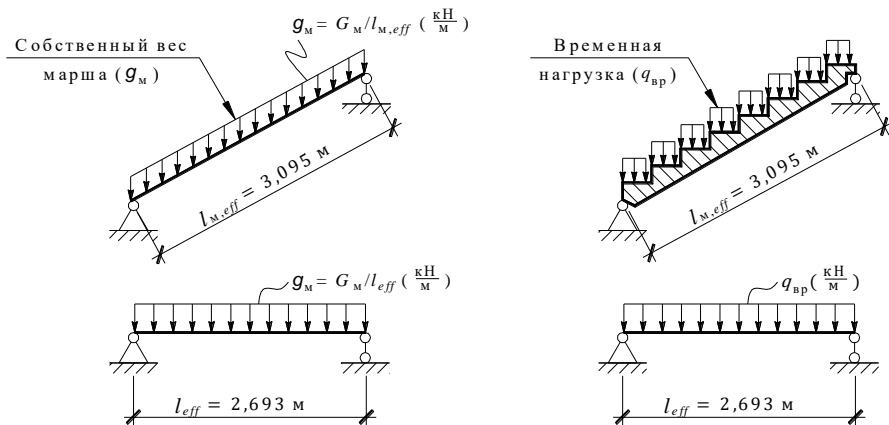


Рисунок 2.4 – Расчётная схема лестничного марша

В приведённом расчёте характеристическое значение переменной функциональной нагрузки взято из приложения Б с учётом задания на проектирование (лестница в жилом доме); 1,2 м – ширина лестничного марша.

Определение расчётных воздействий, оказываемых на горизонтальную проекцию ригеля, выполним в табличной форме (таблица 2.1).

Т а б л и ц а 2.1 – Воздействия, оказываемые на горизонтальную проекцию марша

Вид нагрузки	Воздействие, кН/м		
	характеристическое	частный коэффициент γ_F	расчётное
<i>Постоянное (G)</i>			
1 Собственный вес марша	5,0	1,20	6,0
2 Вес ограждения и поручней	0,3	1,20	0,4
<i>Постоянное воздействие</i>	5,3		6,4
<i>Переменное (Q)</i>			
3 Вес людей	3,6	1,40	5,1

Коэффициенты сочетания для функциональной нагрузки, действующей на элементы лестницы (см. приложение Б),

$$\psi_0 = 0,7; \quad \psi_1 = 0,5; \quad \psi_2 = 0,3.$$

Основное сочетание расчётных воздействий для предельных состояний STR

$$F_d = \sum_{j=1}^2 \gamma_{G,j} G_{k,j} + \psi_0 \gamma_Q Q_k = 6,4 + 0,7 \cdot 5,1 = 9,97 \text{ кН/м};$$

$$F_d = \sum_{j=1}^2 \xi_{j} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_Q Q_k = 0,85 \cdot 6,4 + 5,1 = 10,54 \text{ кН/м}.$$

Далее для расчётов принимаем наибольшее значение F_d .

Частое сочетание расчётных воздействий для предельных состояний SLS

$$F_d = \sum_{j=1}^2 G_{k,j} + \psi_1 Q_k = 5,3 + 0,5 \cdot 3,6 = 7,10 \text{ кН/м}.$$

Практически постоянное сочетание расчётных воздействий для предельных состояний SLS

$$F_d = \sum_{j=1}^2 G_{k,j} + \psi_2 Q_k = 5,3 + 0,3 \cdot 3,6 = 6,38 \text{ кН/м}.$$

Расчётные значения эффектов воздействий для проверки предельных состояний несущей способности (STR):

– изгибающий момент в середине пролёта марша

$$M_{Ed} = \frac{F_d l_{eff}^2}{8} = \frac{10,54 \cdot 2,693^2}{8} = 9,55 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

– поперечная сила на опоре

$$V_{Ed} = \frac{F_d l_{eff}}{2} = \frac{10,54 \cdot 2,693}{2} = 14,19 \text{ кН}.$$

Расчётные значения эффектов воздействий для проверки предельных состояний эксплуатационной пригодности (SLS):

– при частом сочетании

$$M_{Ed} = \frac{7,10 \cdot 2,693^2}{8} = 6,44 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad V_{Ed} = \frac{7,10 \cdot 2,693}{2} = 9,56 \text{ кН};$$

– при практически постоянном сочетании

$$M_{Ed} = \frac{6,38 \cdot 2,693^2}{8} = 5,78 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad V_{Ed} = \frac{6,38 \cdot 2,693}{2} = 8,59 \text{ кН}.$$

2.1.1 Предельные состояния несущей способности

2.1.1.1 Расчёт по прочности сечений, нормальных к продольной оси элемента. Предварительные размеры поперечного сечения марша приведены на рисунке 2.2.

$c_{\min,dur} = 15$ мм, тогда рабочая высота сечения

$$d = h - c_{\min,dur} - \phi/2 = 170 - 15 - \phi/2 \approx 150 \text{ мм.}$$

Определяем момент, воспринимаемый сжатой полкой, относительно растянутой арматуры

$$\begin{aligned} M'_f &= b_{eff} h'_f \eta f_{cd} \left(d - \frac{h'_f}{2} \right) = 0,628 \cdot 0,03 \cdot 13,3 \cdot 10^3 \left(0,15 - \frac{0,03}{2} \right) = \\ &= 33,8 \text{ кН}\cdot\text{м,} \end{aligned}$$

здесь коэффициент $\eta = 1$ для бетона $C^{50}/_{60}$ и ниже.

$M'_f > M_{Ed}$ ($33,8 \text{ кН}\cdot\text{м} > 9,55 \text{ кН}\cdot\text{м}$), следовательно, нейтральная линия проходит по полке и подбор арматуры осуществляем как для прямоугольного сечения с шириной $b = b_{eff}$ (т. к. площадь растянутого бетона не учитывается в расчёте).

Определяем относительный изгибающий момент

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed}}{\eta f_{cd} b_{eff} d^2} = \frac{9,55 \cdot 10^3}{13,3 \cdot 10^6 \cdot 0,628 \cdot 0,15^2} = 0,051.$$

Определяем относительную высоту сжатой зоны бетона

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,051} = 0,052.$$

Определим значение граничной относительной высоты сжатой зоны

$$\xi_{\lim} = \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu2}},$$

где ε_{cu2} – предел относительной деформации в крайнем волокне бетона сжатой зоны сечения, $\varepsilon_{cu2} = 3,5 \text{ ‰}$ для бетона $C^{50}/_{60}$ и ниже;

ε_{sy} – относительная деформация арматуры при достижении напряжениями в ней расчётного сопротивления (расчётного значения прочности) f_{yd} ,

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{435}{200 \cdot 10^3} \cdot 10^3 = 2,17 \text{ ‰}.$$

$$\xi_{\lim} = \frac{3,5}{2,17 + 3,5} = 0,617.$$

При расчёте сечений, нормальных к продольной оси элемента, должно соблюдаться условие $\xi \leq \xi_{lim}$. В случае если $\xi > \xi_{lim}$, при определении требуемой площади арматуры принимаем $\xi = \xi_{lim}$.

Так как $\xi < \xi_{lim}$ ($0,052 < 0,617$), т. е. условие выполняется, определяем требуемую площадь арматуры

$$A_{st}^{тр} = \frac{\eta f_{cd} b_{eff} \xi d}{f_{yd}} = \frac{13,3 \cdot 10^6 \cdot 0,628 \cdot 0,052 \cdot 0,15}{435 \cdot 10^6} = 1,5 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 1,5 \text{ см}^2.$$

По сортаменту арматуры (см. таблицу Г.4) принимаем 2Ø10 с $A_{st} = 1,57 \text{ см}^2$. В каждом ребре устанавливаем по одному плоскому каркасу КР1 с рабочим стержнем Ø 10 мм.

Таким образом, с учётом подобранных стержней

$$c = 15 + \frac{10}{2} = 20 \text{ мм}; \quad d = 170 - 20 = 150 \text{ мм}.$$

В случае если $M_f' < M_{Ed}$, нейтральная линия проходит по ребру таврового сечения, и подбор продольной арматуры выполняется в следующем порядке:

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed} - \eta f_{cd} (b_{eff} - b_w) h_f' \left(d - \frac{h_f'}{2} \right)}{\eta f_{cd} b_w d^2};$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m};$$

$$A_{st}^{тр} = \frac{\eta f_{cd} b_w \xi d + \eta f_{cd} (b_{eff} - b_w) h_f'}{f_{yd}}.$$

2.1.1.2 Расчёт по прочности сечений, наклонных к продольной оси элемента. Поперечную арматуру следует устанавливать исходя из расчёта на восприятие усилий, а также с целью фиксации в проектном положении и предотвращения бокового выпучивания в любом направлении продольных стержней.

Проверяем возможность установки поперечной арматуры без расчёта (по конструктивным требованиям).

Поперечная сила, воспринимаемая железобетонным элементом без поперечного армирования (без вертикальных и наклонных стержней),

$$V_{Rd,ct} = (C_{Rd,c} k^3 \sqrt{100 \rho_l f_{ck}} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d,$$

но не менее

$$V_{Rd,ct,min} = (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d,$$

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

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 \quad (\text{здесь } d - \text{ в миллиметрах});$$

$$\rho_l = \frac{A_{st}}{b_w d} \leq 0,02;$$

$$v_{\min} = 0,035 \sqrt{k^3 f_{ck}}; k_1 = 0,15;$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2 f_{cd},$$

N_{Ed} – осевое усилие, вызванное действием нагрузки; влияние вынужденных деформаций допускается не учитывать;

A_c – площадь бетонного сечения.

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{150}} = 2,155 = 2;$$

$$\rho_l = \frac{1,57 \cdot 10^{-4}}{0,23 \cdot 0,15} = 0,005;$$

$$v_{\min} = 0,035 \sqrt{2^3 \cdot 20} = 0,443 \text{ МН} = 443 \text{ кН};$$

$$V_{Rd,ct} = 0,12 \cdot 2^3 \sqrt{100 \cdot 0,005 \cdot 20} \cdot 0,23 \cdot 0,15 = 0,018 \text{ МН} = 17,84 \text{ кН};$$

$$V_{Rd,ct,\min} = 443 \cdot 0,23 \cdot 0,15 = 15,28 \text{ кН}.$$

$V_{Ed} = 14,19 \text{ кН} < V_{Rd,ct} = 17,84 \text{ кН}$, следовательно, поперечная сила воспринимается только бетоном, вертикальная арматура по расчёту не требуется.

Согласно конструктивным требованиям, любая продольная арматура, установленная у поверхности железобетонной конструкции, должна охватываться поперечной арматурой, установленной с шагом не более 500 мм и не более двукратной ширины грани элемента (в рассматриваемом элементе это двукратная ширина ребра (косоура) марша).

В балках (рёбрах) высотой менее 150 мм на участках, где поперечная сила воспринимается только бетоном, поперечную арматуру допускается не ставить.

В балках (рёбрах) высотой 150 мм и более на участках, где поперечная сила по расчёту воспринимается только бетоном, следует предусматривать установку поперечной арматуры с шагом не более $0,75d$ и не более 300 мм.

Таким образом, устанавливаем в рёбрах рассматриваемого лестничного марша стрежни поперечной арматуры с шагом

$$0,75d = 0,75 \cdot 150 = 113 \text{ мм} = 100 \text{ мм},$$

что меньше двукратной ширины косоура $100 \cdot 2 = 200 \text{ мм}$.

В случае если $V_{Ed} > V_{Rd,ct}$, необходима установка поперечной арматуры по расчёту. Расчёт производится согласно следующему алгоритму.

1 Назначаем диаметр стержней поперечной арматуры A_{sw} (из технологических требований сварки, при крестовом соединении двух стержней меньший диаметр стержня должен быть не менее $1/4$ большего диаметра стержня).

2 Определяем коэффициент, учитывающий снижение прочности бетона за счёт образования наклонных трещин,

$$v = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right), \quad \text{где } f_{ck} \text{ - в МПа.}$$

3 Назначаем угол наклона между сжатой бетонной полосой и продольной рабочей арматурой в пределах $2,5 \geq \cot \theta > 1$, при этом должно выполняться условие

$$\cot \theta + \frac{1}{\cot \theta} \leq \frac{b_w z v f_{cd}}{V_{Ed}},$$

где z – плечо внутренней пары сил (расстояние между центрами тяжести площади сечений сжатого бетона и растянутой арматуры, рисунок 2.5), $z = d(1 - 0,5\xi)$.

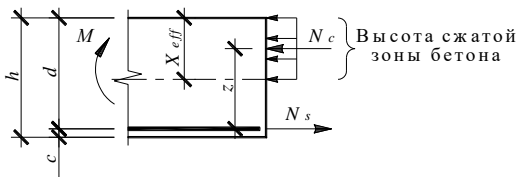


Рисунок 2.5 – Схема определения плеча внутренней пары сил

4 Определяем требуемый шаг поперечной арматуры

$$s = \frac{A_{sw} z f_{ywd} \cot \theta}{V_{Ed}}.$$

6 Для принятого шага арматуры проверяем выполнение условия

$$s \geq \frac{A_{sw} f_{ywd}}{0,5 v f_{cd} b_w}.$$

Схема принятого армирования лестничного марша приведена на рисунке 2.6. Арматура, не подобранная расчётом, устанавливается конструктивно.

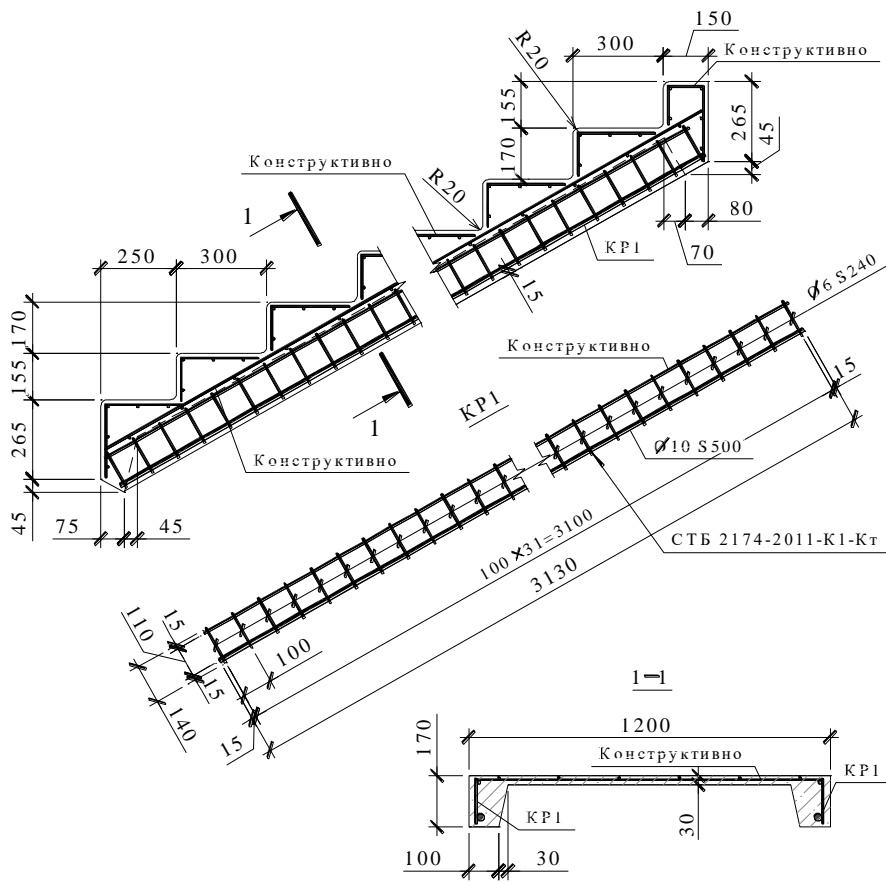


Рисунок 2.6 – Схема армирования лестничного марша

Плиту марша армируем лёгкой сеткой типа 4 по ГОСТ 23279–85 с продольными и поперечными стержнями из арматуры класса S500 Ø4 мм, с шагом продольных и поперечных стержней 200 мм, шириной 1150 мм и длиной 3180 мм, с выпусками продольных стержней 90 мм, поперечных – 75 мм. Маркеровка сетки:

$$4С \frac{4S500 - 200}{4S500 - 200} 115 \times 318 \frac{90}{75}.$$

Плита монолитно связана со ступенями, которые так же армируются по конструктивным соображениям, и, как уже было указано выше, её несущая способность с учётом работы ступеней вполне обеспечивается.

2.1.2 Предельные состояния эксплуатационной пригодности

Вычисляем геометрические характеристики таврового сечения (см. рисунок 2.2, в).

Площадь поперечного сечения

$$A_c = b_{eff}h'_f + b_w h_w = 0,628 \cdot 0,03 + 0,23 \cdot 0,14 = 51,0 \cdot 10^{-3} \text{ м}^2.$$

Статический момент относительно нижней грани

$$\begin{aligned} S_c &= b_{eff}h'_f \left(h_w + \frac{h'_f}{2} \right) + 0,5b_w h_w^2 = \\ &= 0,628 \cdot 0,03 \left(0,14 + \frac{0,03}{2} \right) + 0,5 \cdot 0,23 \cdot 0,14^2 = 5,2 \cdot 10^{-3} \text{ м}^3. \end{aligned}$$

Расстояние от нижней грани до центра тяжести сечения

$$y_c = \frac{S_c}{A_c} = \frac{5,2 \cdot 10^{-3}}{51,0 \cdot 10^{-3}} = 0,1 \text{ м}.$$

Момент инерции относительно горизонтальной оси, проходящей через центр тяжести сечения,

$$\begin{aligned} I_c &= \frac{b_{eff}h_f'^3}{12} + b_{eff}h'_f \left(h - y_c - \frac{h'_f}{2} \right)^2 + \frac{b_w h_w^3}{12} + b_w h_w \left(y_c - \frac{h_w}{2} \right)^2 = \\ &= \frac{0,628 \cdot 0,03^3}{12} + 0,628 \cdot 0,03 \left(0,17 - 0,1 - \frac{0,03}{2} \right)^2 + \frac{0,23 \cdot 0,14^3}{12} + \\ &+ 0,23 \cdot 0,14 \left(0,1 - \frac{0,14}{2} \right)^2 = 1,4 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4. \end{aligned}$$

Момент сопротивления бетонного сечения

$$W_c = \frac{I_c}{y_c} = \frac{1,4 \cdot 10^{-4}}{0,1} = 1,4 \cdot 10^{-3} \text{ м}^3.$$

2.1.2.1 Расчёт сечений, нормальных к продольной оси элемента, по образованию и раскрытию трещин. Расчётную ширину раскрытия трещин w_k , нормальных к продольной оси, следует определять по формуле

$$w_k = s_{r,\max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}),$$

где $s_{r,\max}$ – максимальное расстояние между трещинами;

ε_{sm} – средняя относительная деформация арматуры, определяемая для соответствующих воздействий, включая эффекты от вынужденных деформаций;

ε_{cm} – средняя относительная деформация бетона на участке между трещинами.

Разность средних относительных деформаций $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ определяют по формуле

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s},$$

где σ_s – напряжение в растянутой арматуре, определяемое для сечения с трещиной;

k_t – коэффициент, учитывающий длительность действия нагрузки, принимаемый равным:

0,6 – при кратковременном действии нагрузки;

0,4 – при длительном действии нагрузки;

$f_{ct,eff}$ – средняя эффективная прочность бетона на растяжение к моменту образования первой трещины, $f_{ct,eff} = f_{ctm}$;

$$\alpha_e = E_s/E_{cm};$$

$$\rho_{p,eff} = A_{st}/A_{c,eff},$$

$A_{c,eff}$ – эффективная площадь растянутой зоны сечения бетона с высотой $h_{c,eff}$, принимаемой как меньшее значение $2,5(h - d)$; $(h - \xi d)/3$; $h/2$ (ξ – относительная высота сжатой зоны бетона, рассчитанная в подп. 2.1.1.1).

$$h_{c,eff} = 2,5(h - d) = 2,5(0,17 - 0,15) = 0,050 \text{ м};$$

$$h_{c,eff} = \frac{(h - \xi d)}{3} = \frac{(0,17 - 0,052 \cdot 0,15)}{3} = 0,054 \text{ м};$$

$$h_{c,eff} = \frac{h}{2} = \frac{0,17}{2} = 0,085 \text{ м}.$$

Эффективная площадь растянутой зоны сечения бетона

$$A_{c,eff} = h_{c,eff} b_w = 0,05 \cdot 0,23 = 0,0115 \text{ м}^2.$$

$$\text{Тогда } \rho_{p,eff} = 1,57 \cdot 10^{-4} / 0,0115 = 0,014;$$

$$\alpha_e = 200/29 = 6,9.$$

Напряжение в растянутой арматуре для сечения с трещиной при практически постоянном сочетании воздействий

$$\begin{aligned} \sigma_s &= \frac{M_{Ed}}{A_{st} z} = \frac{M_{Ed}}{A_{st} d (1 - 0,5\xi)} = \frac{5,78 \cdot 10^3}{1,57 \cdot 10^{-4} \cdot 0,15 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,052)} = \\ &= 252 \cdot 10^6 \text{ Па} = 252 \text{ МПа}. \end{aligned}$$

Тогда разность средних относительных деформаций

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{252 \cdot 10^6 - 0,4 \frac{2,2 \cdot 10^6}{0,014} (1 + 6,9 \cdot 0,014)}{200 \cdot 10^9} = 9,15 \cdot 10^{-4}.$$

$$0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} = 0,6 \frac{252 \cdot 10^6}{200 \cdot 10^9} = 7,56 \cdot 10^{-4}, \text{ что меньше } 9,15 \cdot 10^{-4}.$$

В случае если расстояние между стержнями растянутой арматуры не превышает $5(c + \varnothing/2)$, максимальное расстояние между трещинами можно определить по формуле

$$s_{r,\max} = k_{3cr}c + k_{1cr}k_{2cr}k_{4cr} \frac{\varnothing}{\rho_{p,eff}},$$

где \varnothing – диаметр рабочих стержней в мм (при использовании в одном сечении стержней разных диаметров, в данной формуле допускается принимать их средний диаметр);

c – принятая величина защитного слоя бетона;

k_{1cr} – коэффициент, учитывающий условия сцепления арматуры с бетоном, и принимаемый равным 0,8 для стержней периодического профиля;

k_{2cr} – коэффициент, учитывающий вид напряженно-деформированного состояния элемента, и для изгибаемых элементов принимаемый равным 0,5;

k_{3cr} – коэффициент, принимаемый равным 3,4;

k_{4cr} – коэффициент, принимаемый равным 0,425.

В случае если расстояние между стержнями растянутой арматуры превышает $5(c + \varnothing/2)$, максимальное расстояние между трещинами определяют по формуле

$$s_{r,\max} = 1,3(h - \xi d).$$

В рассматриваемом лестничном марше рёбра (косоуры) содержат всего по одному стержню растянутой арматуры (см. рисунок 2.5), поэтому максимальное расстояние между трещинами определим при помощи второй формулы

$$s_{r,\max} = 1,3(170 - 0,052 \cdot 150) = 211 \text{ мм.}$$

Тогда ширина раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента,

$$w_k = 211 \cdot 9,15 \cdot 10^{-4} = 0,2 \text{ мм.}$$

Предельно допустимая ширина раскрытия трещин при практически постоянном сочетании воздействия $w_{lim} = 0,4 \text{ мм.}$

$$w_k = 0,2 \text{ мм} < w_{lim} = 0,4 \text{ мм.}$$

2.1.2.2 Расчёт по деформациям. Упрощённая формула для определения прогиба при изгибе горизонтально расположенного армобетонного элемента как прямоугольного, так и таврового сечения выглядит следующим образом:

$$a_{(\infty, t_0)} = \alpha_k \frac{M_{Ed} l_{eff}^2}{B_{(50, t_0)}}$$

где α_k – коэффициент, учитывающий способ приложения нагрузки и схему опирания элемента; для рассматриваемой балки (марша) с шарнирно-подвижной и шарнирно-неподвижной опорами на краях, загруженной равномерно-распределённой нагрузкой, $\alpha_k = 5/48$;

M_{Ed} – изгибающий момент от воздействия при расчётном сочетании;

$B_{(50, t_0)}$ – изгибаемая жёсткость элемента.

При расчёте наклонных элементов, данная формула имеет вид

$$a_{(\infty, t_0)} = \alpha_k \frac{M_{Ed} l_{eff}^2}{B_{(50, t_0)} \cdot \cos^2 \alpha'}$$

где α – угол наклона оси элемента к горизонтали.

Так как в сечении марша образуются трещины, то изгибаемая жёсткость определяется по формуле

$$B_{(50, t_0)} = \frac{E_{c,eff} I_{II}}{1 - \beta \left(\frac{M_{cr}}{M_{Ek}} \right)^2 \left(1 - \frac{I_{II}}{I_I} \right)}$$

где $E_{c,eff}$ – эффективный модуль упругости бетона;

β – коэффициент, учитывающий длительность действия нагрузок и принимаемый равным:

1,0 – при действии кратковременных нагрузок;

0,5 – при действии длительных и многократно повторяющихся нагрузок;

M_{cr} – момент, при котором происходит образование трещин;

I_{II}, I_I – соответственно момент инерции сечения с трещиной и без трещины, определяемый с учетом отношения $\alpha_e = E_s/E_{c,eff}$.

Эффективный модуль упругости бетона при действии кратковременной нагрузки $E_{c,eff} = E_{cm}$, при действии длительной нагрузки

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_{(50, t_0)}}$$

где E_{cm} – модуль упругости бетона;

$\varphi_{(50, t_0)}$ – предельный коэффициент ползучести бетона, зависящий от атмосферных условий эксплуатации конструкции (таблица В.3).

Для определения коэффициента ползучести бетона рассчитаем приведённый размер элемента (пояснения расчёта приведены в примечании таблицы В.3)

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} = \frac{2b_w h}{2(b_w + h)} = \frac{2 \cdot 230 \cdot 170}{2(230 + 170)} = 97,75 \text{ мм.}$$

Учитывая, что лестничный марш в жилом доме эксплуатируется при сухих атмосферных условиях ($RH = 50 \%$), для бетона на нормально твердеющем цементе при условии нагружения конструкции в возрасте 95 суток принимаем по таблице В.3 $\varphi_{(50,t_0)} = 1,9$. Таким образом, эффективный модуль упругости бетона при действии длительной нагрузки

$$E_{c,eff} = \frac{29}{1 + 1,9} = 10,0 \text{ ГПа.}$$

$$\alpha_e = 200/10,0 = 20,0.$$

Рассмотрим моменты инерции сечения с трещиной и без неё.

$$\rho_{II} = \frac{A_{st}}{b_w h} = \frac{1,57 \cdot 10^{-4}}{0,23 \cdot 0,17} = 40,15 \cdot 10^{-4};$$

$$\alpha_1 = \frac{h'_f}{h} = \frac{30}{170} = 0,176; \quad \alpha_2 = \frac{b_{eff} - b_w}{b_w} = \frac{628 - 230}{230} = 1,730;$$

$$A_I = \alpha_e \rho_{II} \frac{d}{h} = 20 \cdot 40,15 \cdot 10^{-4} \frac{150}{170} = 708,23 \cdot 10^{-4};$$

$$B_I = \alpha_e \rho_{II} = 20 \cdot 40,15 \cdot 10^{-4} = 803,0 \cdot 10^{-4};$$

$$C_I = 0,5\alpha_1^2\alpha_2 + A_I = 0,5 \cdot 0,176^2 \cdot 1,730 + 708,23 \cdot 10^{-4} = 976,2 \cdot 10^{-4};$$

$$D_I = \alpha_1\alpha_2 + B_I = 0,176 \cdot 1,730 + 803,0 \cdot 10^{-4} = 3847,8 \cdot 10^{-4};$$

$$k_{xI} = \frac{0,5 + C_I}{1 + D_I} = \frac{0,5 + 976,2 \cdot 10^{-4}}{1 + 3847,8 \cdot 10^{-4}} = 0,432;$$

$$\begin{aligned} k_I &= 1 + 12(0,5 - k_{xI})^2 + \alpha_2\alpha_1^3 + 12\alpha_2\alpha_1(k_{xI} - 0,5\alpha_1)^2 + 12\alpha_e\rho_{II} \left(\frac{d}{h} - k_{xI} \right) = \\ &= 1 + 12(0,5 - 0,432)^2 + 1,73 \cdot 0,176^3 + 12 \cdot 1,73 \cdot 0,176 \times \\ &\quad \times (0,432 - 0,5 \cdot 0,176)^2 + 12 \cdot 20 \cdot 40,15 \cdot 10^{-4} \left(\frac{150}{170} - 0,432 \right) = 1,93. \end{aligned}$$

Тогда момент инерции сечения без трещин в растянутой зоне

$$I_I = k_I \frac{b_w h^3}{12} = 1,93 \frac{0,23 \cdot 0,17^3}{12} = 1,82 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4.$$

Выполним аналогичные расчёты для сечения с трещиной.

$$\rho_{III} = \frac{A_{st}}{b_w d} = \frac{1,57 \cdot 10^{-4}}{0,23 \cdot 0,15} = 45,51 \cdot 10^{-4};$$

$$\alpha_1 = \frac{h'_f}{d} = \frac{30}{150} = 0,20; \quad \alpha_2 = \frac{b_{eff} - b_w}{b_w} = \frac{628 - 230}{230} = 1,73;$$

$$A_{II} = B_{II} = \alpha_e \rho_{III} = 20 \cdot 45,51 \cdot 10^{-4} = 910,2 \cdot 10^{-4};$$

$$C_{II} = \alpha_1 \alpha_2 + B_{II} = 0,20 \cdot 1,73 + 910,2 \cdot 10^{-4} = 4370,2 \cdot 10^{-4};$$

$$D_{II} = \alpha_1^2 \alpha_2 + 2A_{II} = 0,20^2 \cdot 1,73 + 2 \cdot 910,2 \cdot 10^{-4} = 2512,4 \cdot 10^{-4};$$

$$k_{xII} = -C_{II} + \sqrt{C_{II}^2 + D_{II}} =$$

$$= -4370,2 \cdot 10^{-4} + \sqrt{(4370,2 \cdot 10^{-4})^2 + 2512,4 \cdot 10^{-4}} = 0,228;$$

$$k_{II} = 4(\alpha_2 + 1)k_{xII}^3 - 4\alpha_2(k_{xII} - \alpha_1)^3 + 12\alpha_e \rho_{III}(1 - k_{xII})^2 =$$

$$= 4(1,73 + 1) \cdot 0,228^3 - 4 \cdot 1,73(0,228 - 0,2)^3 +$$

$$+ 12 \cdot 20 \cdot 45,51 \cdot 10^{-4}(1 - 0,228)^2 = 0,78.$$

Момент инерции сечения с трещинами

$$I_{II} = k_{II} \frac{b_w d^3}{12} = 0,78 \frac{0,23 \cdot 0,15^3}{12} = 0,51 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4.$$

Момент трещинообразования можно определить по формуле

$$M_{cr} = f_{ctm} W_c = 2,2 \cdot 10^6 \cdot 1,4 \cdot 10^{-3} = 3,08 \cdot 10^3 \text{ Н} \cdot \text{м}.$$

Изгибаемая жёсткость элемента при частом сочетании воздействий

$$B_{(50,t_0)} = \frac{10,0 \cdot 10^9 \cdot 0,51 \cdot 10^{-4}}{1 - 0,5 \left(\frac{3,08 \cdot 10^3}{6,44 \cdot 10^3} \right)^2 \left(1 - \frac{0,51 \cdot 10^{-4}}{1,82 \cdot 10^{-4}} \right)} = 5,56 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{м}^2.$$

Прогиб при частом сочетании воздействий (с учётом наклона оси)

$$a_{(\infty,t_0)} = \frac{5}{48} \frac{6,44 \cdot 10^3 \cdot 2,693^2}{5,54 \cdot 10^5 \cdot 0,870^2} = 0,012 \text{ м} = 12 \text{ мм}.$$

Предельно допустимый прогиб при этом (с учётом наклона оси)

$$a_{lim} = \frac{l_{m,eff}}{300} = \frac{l_{eff}}{300 \cdot \cos \alpha} = \frac{2,693}{300 \cdot 0,870} = 0,01 \text{ м} = 10 \text{ мм},$$

т. е. условие $a_{(\infty,t_0)} \leq a_{lim}$, при оценке комфорта использования (эксплуатационной пригодности), не выполняется. Необходимо увеличить жёсткость марша путём увеличения высоты ребра (косоура) или площади сечения арматуры в растянутой зоне бетона.

Принимаем $2\emptyset 12$ с $A_{st} = 2,26 \text{ см}^2$, при этом
 $d = h - c - \emptyset/2 = 170 - 15 - 12/2 = 149 \text{ мм}$.

Рассмотрим для нового сечения моменты инерции с трещиной и без неё.

$$\rho_{II} = \frac{A_{st}}{b_w h} = \frac{2,26 \cdot 10^{-4}}{0,23 \cdot 0,17} = 0,006;$$

$$\alpha_1 = \frac{h'_f}{h} = \frac{30}{170} = 0,176; \quad \alpha_2 = \frac{b_{eff} - b_w}{b_w} = \frac{628 - 230}{230} = 1,730;$$

$$A_I = \alpha_e \rho_{II} \frac{d}{h} = 20 \cdot 0,006 \frac{149}{170} = 0,105; \quad B_I = \alpha_e \rho_{II} = 20 \cdot 0,006 = 0,12;$$

$$C_I = 0,5\alpha_1^2 \alpha_2 + A_I = 0,5 \cdot 0,176^2 \cdot 1,730 + 0,105 = 0,132;$$

$$D_I = \alpha_1 \alpha_2 + B_I = 0,176 \cdot 1,730 + 0,12 = 0,424;$$

$$k_{xI} = \frac{0,5 + C_I}{1 + D_I} = \frac{0,5 + 0,132}{1 + 0,424} = 0,444;$$

$$k_I = 1 + 12(0,5 - k_{xI})^2 + \alpha_2 \alpha_1^3 + 12\alpha_2 \alpha_1 (k_{xI} - 0,5\alpha_1)^2 + 12\alpha_e \rho_{II} \left(\frac{d}{h} - k_{xI} \right) =$$

$$= 1 + 12(0,5 - 0,444)^2 + 1,73 \cdot 0,176^3 + 12 \cdot 1,73 \cdot 0,176 \times$$

$$\times (0,444 - 0,5 \cdot 0,176)^2 + 12 \cdot 20 \cdot 0,006 \left(\frac{149}{170} - 0,444 \right) = 2,133.$$

Тогда момент инерции сечения без трещин в растянутой зоне

$$I_I = k_I \frac{b_w h^3}{12} = 2,133 \frac{0,23 \cdot 0,17^3}{12} = 2,01 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4.$$

Выполним аналогичные расчёты для сечения с трещиной.

$$\rho_{III} = \frac{A_{st}}{b_w d} = \frac{2,26 \cdot 10^{-4}}{0,23 \cdot 0,149} = 0,007;$$

$$\alpha_1 = \frac{h'_f}{d} = \frac{30}{149} = 0,20; \quad \alpha_2 = \frac{b_{eff} - b_w}{b_w} = \frac{628 - 230}{230} = 1,73;$$

$$A_{III} = B_{III} = \alpha_e \rho_{III} = 20 \cdot 0,007 = 0,140;$$

$$C_{III} = \alpha_1 \alpha_2 + B_{III} = 0,20 \cdot 1,73 + 0,140 = 0,486;$$

$$D_{III} = \alpha_1^2 \alpha_2 + 2A_{III} = 0,20^2 \cdot 1,73 + 2 \cdot 0,140 = 0,349;$$

$$k_{xIII} = -C_{III} + \sqrt{C_{III}^2 + D_{III}} = -0,486 + \sqrt{(0,486)^2 + 0,349} = 0,279;$$

$$k_{III} = 4(\alpha_2 + 1)k_{xIII}^3 - 4\alpha_2(k_{xIII} - \alpha_1)^3 + 12\alpha_e \rho_{III}(1 - k_{xIII})^2 =$$

$$= 4(1,73 + 1) \cdot 0,279^3 - 4 \cdot 1,73(0,279 - 0,2)^3 +$$

$$+ 12 \cdot 20 \cdot 0,007(1 - 0,279)^2 = 1,107.$$

Момент инерции сечения с трещинами

$$I_{II} = k_{II} \frac{b_w d^3}{12} = 1,107 \frac{0,23 \cdot 0,149^3}{12} = 0,70 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4.$$

Момент трещинообразования можно определить по формуле

$$M_{cr} = f_{ctm} W_c = 2,2 \cdot 10^6 \cdot 1,4 \cdot 10^{-3} = 3,08 \cdot 10^3 \text{ Н} \cdot \text{м}.$$

Изгибаемая жёсткость элемента при частом сочетании воздействий

$$B_{(50,t_0)} = \frac{10,0 \cdot 10^9 \cdot 0,70 \cdot 10^{-4}}{1 - 0,5 \left(\frac{3,08 \cdot 10^3}{6,44 \cdot 10^3} \right)^2 \left(1 - \frac{0,70 \cdot 10^{-4}}{2,01 \cdot 10^{-4}} \right)} = 7,56 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{м}^2;$$

при практически постоянном сочетании воздействий

$$B_{(50,t_0)} = \frac{10,0 \cdot 10^9 \cdot 0,70 \cdot 10^{-4}}{1 - 0,5 \left(\frac{3,08 \cdot 10^3}{5,78 \cdot 10^3} \right)^2 \left(1 - \frac{0,70 \cdot 10^{-4}}{2,01 \cdot 10^{-4}} \right)} = 7,71 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{м}^2.$$

Тогда прогиб при частом сочетании воздействий (с учётом наклона оси)

$$a_{(\infty,t_0)} = \frac{5}{48} \cdot \frac{6,44 \cdot 10^3 \cdot 2,693^2}{7,56 \cdot 10^5 \cdot 0,870^2} = 0,009 \text{ м} = 9 \text{ мм},$$

что меньше предельно допустимого прогиба $a_{\text{lim}} = 10 \text{ мм}$.

Прогиб при практически постоянном сочетании воздействий (с учётом наклона оси)

$$a_{(\infty,t_0)} = \frac{5}{48} \cdot \frac{5,78 \cdot 10^3 \cdot 2,693^2}{7,71 \cdot 10^5 \cdot 0,870^2} = 0,007 \text{ м} = 7 \text{ мм}.$$

Предельно допустимый прогиб (с учётом наклона оси)

$$a_{\text{lim}} = \frac{l_{eff}}{250 \cdot \cos \alpha} = \frac{2,693}{250 \cdot 0,870} = 0,012 \text{ м} = 12 \text{ мм}.$$

2.2 Расчёт железобетонной площадочной плиты

Предварительно назначаем размеры площадочной плиты. Ширина лестничной клетки в свету (длина площадочной плиты) $l_{\text{п}} = 1,2 \cdot 2 + 0,3 = 2,7 \text{ м}$ (с учётом ширины двух маршей по $b_{\text{м}} = 1,2 \text{ м}$, зазора между маршами 280 мм, между маршем и стеной – по 10 мм), ширина площадочной плиты – $b_{\text{п}} = 1,35 \text{ м}$, толщина плиты – 80 мм, высота поперечных и продольного пристенного ребра – 200 мм, высота лобового ребра – 360 мм (рисунок 2.7).

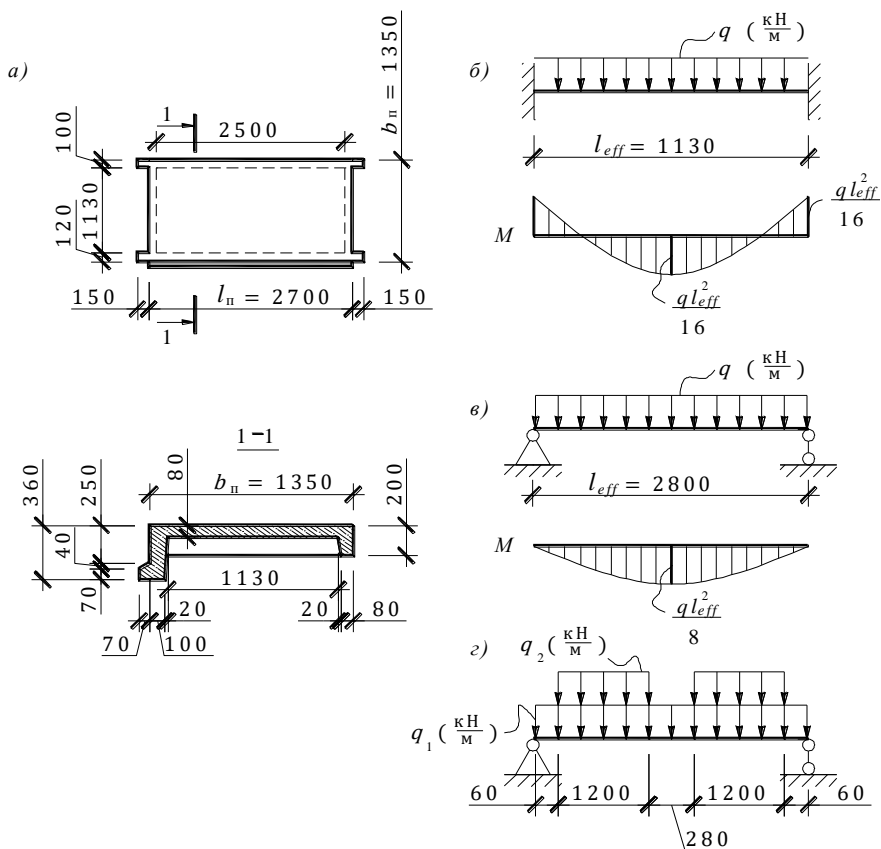


Рисунок 2.7 – Лестничная площадка:
а – общий вид площадки; *б* – расчётная схема плиты;
в – расчётная схема пристенного ребра; *з* – расчётная схема лобового ребра

2.2.1 Расчёт плиты

Плита площадки опирается по периметру на контурные рёбра. Однако, т. к. отношение сторон $l_1/l_2 = 2,5/1,13 = 2,2 > 2$ (см. пояснения в разд. 1), её можно рассматривать как балочный элемент с частичным защемлением на опорах (см. рисунок 2.7, б). Расчётный пролёт плиты равен расстоянию в свету между рёбрами в коротком направлении $l_{eff} = l_2 = 1,13$ м.

Определение расчётных воздействий, оказываемых на плиту, приведено в таблице 2.2.

Т а б л и ц а 2.2 – Воздействия, оказываемые на плиту площадки

Вид воздействия	Воздействие, кПа		
	характеристическое	частный коэффициент γ_F	расчётное
<i>Постоянное (G)</i>			
1 Собственный вес плиты (25 кН/м ³ · 0,08 м)	2,0	1,20	2,4
2 Вес конструкции пола (плитка керамическая со слоем клея) (24 кН/м ³ · 0,02 м)	0,5	1,30	0,7
<i>Постоянное воздействие</i>	2,5		3,1
<i>Переменное (Q)</i>			
3 Вес людей	3,0	1,40	4,2

Основное сочетание расчётных воздействий для предельных состояний STR

$$F_d = \sum_{j=1}^2 \gamma_{G,j} G_{k,j} + \psi_0 \gamma_Q Q_k = 3,1 + 0,7 \cdot 4,2 = 6,04 \text{ кПа};$$

$$F_d = \sum_{j=1}^2 \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_Q Q_k = 0,85 \cdot 3,1 + 4,2 = 6,84 \text{ кПа}.$$

Далее для расчётов принимаем наибольшее значение F_d .

При учёте образования пластического шарнира, изгибающий момент в пролёте и на опоре определяют по формуле, учитывающей выравнивание моментов (расчёт плиты ведём для условной полосы шириной $b = 1$ м),

$$M_{Ed} = \frac{F_d l_{eff}^2}{16} = \frac{6,84 \cdot 10^3 \cdot 1 \cdot 1,13^2}{16} = 546 \text{ Н·м}.$$

Подбор армирования для плиты производим по алгоритму, приведённому в подп. 2.1.1.1,

$$c_{\min,dur} = 15 \text{ мм}; d = h - c_{\min,dur} - \phi/2 = 80 - 15 - \phi/2 \approx 60 \text{ мм}.$$

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed}}{\eta f_{cd} b d^2} = \frac{546}{13,3 \cdot 10^6 \cdot 1 \cdot 0,06^2} = 0,011;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,011} = 0,011, \text{ что меньше } \xi_{\lim} = 0,617;$$

$$A_{st}^{тр} = \frac{\eta f_{cd} b \xi d}{f_{yd}} = \frac{13,3 \cdot 10^6 \cdot 1 \cdot 0,011 \cdot 0,06}{435 \cdot 10^6} = 0,2 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 0,2 \text{ см}^2.$$

Минимально допустимый диаметр у арматуры класса S500 – 4 мм. При армировании рассматриваемой полосы шириной $b = 1$ м стержнями с шагом 200 мм получаем пять стержней. По сортаменту арматуры (см. таблицу Г.4) для 5Ø4 $A_{st} = 0,628 \text{ см}^2$.

2.2.2 Расчёт пристенного ребра

На пристенное ребро действует нагрузка, передаваемая с лестничной площадки, т. е. с грузовой ширины равной $b_n/2$ ($1,35/2 = 0,675$ м), и нагрузка от его собственного веса (при высоте $200 - 80 = 120$ мм). Определение расчётных воздействий, оказываемых на ребро, приведено в таблице 2.3 (удельный вес железобетона $\gamma = 25$ кН/м³, керамической плитки – $\gamma = 24$ кН/м³).

Т а б л и ц а 2.3 – Воздействия, оказываемые на пристенное ребро

Вид воздействия	Воздействие, кН/м		
	характеристическое	частный коэффициент γ_F	расчётное
<i>Постоянное (G)</i>			
1 Собственный вес плиты ($25 \text{ кН/м}^3 \cdot 0,08 \text{ м} \cdot 0,675 \text{ м}$)	1,35	1,20	1,62
2 Вес конструкции пола (плитка керамическая со слоем клея) ($24 \text{ кН/м}^3 \cdot 0,02 \text{ м} \cdot 0,675 \text{ м}$)	0,34	1,30	0,45
3 Собственный вес ребра ($25 \text{ кН/м}^3 \cdot 0,12 \text{ м} \times$ $\times (0,08 \text{ м} + 0,1 \text{ м})/2$)	0,27	1,2	0,33
<i>Постоянное воздействие</i>	1,96		2,40
<i>Переменное (Q)</i>			
4 Вес людей ($3,0 \text{ кПа} \cdot 0,675 \text{ м}$)	2,03	1,40	2,85

Основное сочетание расчётных воздействий для предельных состояний STR

$$F_d = \sum_{j=1}^3 \gamma_{G,j} G_{k,j} + \psi_0 \gamma_Q Q_k = 2,4 + 0,7 \cdot 2,85 = 4,40 \text{ кН/м};$$

$$F_d = \sum_{j=1}^3 \xi_{j} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_Q Q_k = 0,85 \cdot 2,4 + 2,85 = 4,89 \text{ кН/м}.$$

Далее для расчётов принимаем наибольшее значение F_d .

Частое сочетание расчётных воздействий для предельных состояний SLS

$$F_d = \sum_{j=1}^3 G_{k,j} + \psi_1 Q_k = 1,96 + 0,5 \cdot 2,03 = 3,00 \text{ кН/м}.$$

Практически постоянное сочетание расчётных воздействий для предельных состояний SLS

$$F_d = \sum_{j=1}^3 G_{k,j} + \psi_2 Q_k = 1,96 + 0,3 \cdot 2,03 = 2,57 \text{ кН/м}.$$

Расчётная схема пристенного ребра приведена на рисунке 2.7, в. Расчётный пролёт пристенного ребра (расстояние в свету между опорами, плюс 1/3 длины опирания балки на каждую опору)

$$l_{eff} = 2,7 + 2 \cdot 0,15/3 = 2,8 \text{ м.}$$

Расчётные значения эффектов воздействий для проверки предельных состояний несущей способности (STR):

$$M_{Ed} = \frac{4,89 \cdot 2,8^2}{8} = 4,8 \text{ кН·м; } V_{Ed} = \frac{4,89 \cdot 2,8}{2} = 6,8 \text{ кН.}$$

Расчётные значения эффектов воздействий для проверки предельных состояний эксплуатационной пригодности (SLS):

– при частом сочетании

$$M_{Ed} = \frac{3,00 \cdot 2,8^2}{8} = 2,9 \text{ кН·м; } V_{Ed} = \frac{3,00 \cdot 2,8}{2} = 4,2 \text{ кН;}$$

– при практически постоянном сочетании

$$M_{Ed} = \frac{2,57 \cdot 2,8^2}{8} = 2,5 \text{ кН·м; } V_{Ed} = \frac{2,57 \cdot 2,8}{2} = 3,6 \text{ кН.}$$

В работе ребра плита площадки участвует как полка, расположенная в сжатой зоне. Тогда расчётное сечение пристенного ребра можно условно заменить на тавровое со следующими размерами (рисунок 2.8):

$$b_w = \frac{100 + 80}{2} = 90 \text{ мм; } h_w = 120 \text{ мм; } h'_f = 80 \text{ мм.}$$

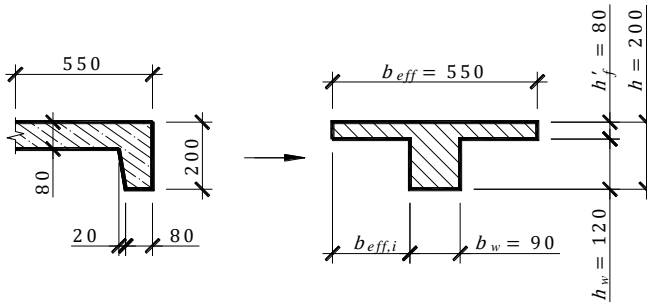


Рисунок 2.8 – Расчётное сечение пристенного ребра

Осреднённое расстояние в свету между пристенным и лобовым рёбрами площадки (см. рисунок 2.7)

$$1350 - \frac{100 + 80}{2} - \frac{120 + 100}{2} = 1150 \text{ мм.}$$

Тогда вылет (в одну сторону) полки принятого таврового сечения

$$b_{eff,i} = 0,2 \frac{1150}{2} + 0,1 \cdot 0,85 b_n = 0,2 \frac{1150}{2} + 0,1 \cdot 0,85 \cdot 1350 = 230 \text{ мм},$$

здесь b_n – ширина лестничной площадки (см. рисунок 2.7).

Согласно требованиям [5], вылет полки в одну сторону не должен превышать половины расстояния в свету между пристенным и лобовыми рёбрами

$$b_{eff,i} \leq (1150/2 = 575 \text{ мм}), \text{ а также}$$

$$b_{eff,i} \leq (0,2 \cdot 0,85 b_n = 0,2 \cdot 0,85 \cdot 1350 = 230 \text{ мм}).$$

Все перечисленные условия удовлетворяются при $b_{eff,i} = 230$ мм, тогда эффективная ширина полки принятого таврового сечения

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w = 2 \cdot 230 + 90 = 550 \text{ мм}.$$

Вычисляем геометрические характеристики расчётного сечения:

$$A_c = b_{eff} h'_f + b_w h_w = 0,55 \cdot 0,08 + 0,09 \cdot 0,12 = 54,8 \cdot 10^{-3} \text{ м}^2.$$

$$S_c = b_{eff} h'_f \left(h_w + \frac{h'_f}{2} \right) + 0,5 b_w h_w^2 =$$

$$= 0,55 \cdot 0,08 \left(0,12 + \frac{0,08}{2} \right) + 0,5 \cdot 0,09 \cdot 0,12^2 = 7,7 \cdot 10^{-3} \text{ м}^3.$$

$$y_c = \frac{S_c}{A_c} = \frac{7,7 \cdot 10^{-3}}{54,8 \cdot 10^{-3}} = 0,141 \text{ м}.$$

$$I_c = \frac{b_{eff} h_f'^3}{12} + b_{eff} h'_f \left(h - y_c - \frac{h'_f}{2} \right)^2 + \frac{b_w h_w^3}{12} + b_w h_w \left(y_c - \frac{h_w}{2} \right)^2 =$$

$$= \frac{0,55 \cdot 0,08^3}{12} + 0,55 \cdot 0,08 \left(0,2 - 0,141 - \frac{0,08}{2} \right)^2 + \frac{0,09 \cdot 0,12^3}{12} +$$

$$+ 0,09 \cdot 0,12 \left(0,141 - \frac{0,12}{2} \right)^2 = 1,232 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4.$$

$$W_c = \frac{I_c}{y_c} = \frac{1,232 \cdot 10^{-4}}{0,141} = 0,9 \cdot 10^{-3} \text{ м}^3.$$

2.2.2.1 Расчёт по прочности сечений, нормальных к продольной оси элемента. Подробно алгоритм расчёта приведён в подп. 2.1.1.1.

$c_{\min,dur} = 15$ мм, тогда рабочая высота сечения

$$d = h - c_{\min,dur} - \phi/2 = 200 - 15 - \phi/2 \approx 180 \text{ мм}.$$

Момент, воспринимаемый сжатой полкой,

$$M'_f = b_{eff} h'_f \eta f_{cd} \left(d - \frac{h'_f}{2} \right) = 0,55 \cdot 0,08 \cdot 13,3 \cdot 10^3 \left(0,18 - \frac{0,08}{2} \right) = 81,9 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

$M'_f > M_{Ed}$ ($81,9 \text{ кН}\cdot\text{м} > 4,8 \text{ кН}\cdot\text{м}$), следовательно, нейтральная линия проходит по полке и подбор арматуры осуществляем как для прямоугольного сечения с шириной $b = b_{eff}$.

$$\alpha_m = \frac{M_{sd}}{\eta f_{cd} b_{eff} d^2} = \frac{4,8 \cdot 10^3}{13,3 \cdot 10^6 \cdot 0,55 \cdot 0,18^2} = 0,02;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,02} = 0,02,$$

что меньше $\xi_{lim} = 0,617$.

Требуемая площадь арматуры

$$A_{st}^{тр} = \frac{\eta f_{cd} b_{eff} \xi d}{f_{yd}} = \frac{13,3 \cdot 10^6 \cdot 0,55 \cdot 0,02 \cdot 0,18}{435 \cdot 10^6} = 0,6 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 0,6 \text{ см}^2.$$

По сортаменту арматуры (см. таблицу Г.4) принимаем 1Ø10 с $A_{st} = 0,785 \text{ см}^2$. Таким образом, с учётом подобранного армирования,

$$d = 200 - 15 - \frac{10}{2} = 180 \text{ мм}.$$

2.2.2.2 Расчёт по прочности сечений, наклонных к продольной оси элемента. Подробно алгоритм расчёта приведён в подп. 2.1.1.2.

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{180}} = 2; \quad \rho_l = \frac{A_{st}}{b_w d} = \frac{0,785 \cdot 10^{-4}}{0,09 \cdot 0,18} = 0,005.$$

Поперечная сила, воспринимаемая железобетонным элементом без поперечного армирования (без вертикальных и наклонных стержней),

$$\begin{aligned} V_{Rd,ct} &= C_{Rd,c} k^3 \sqrt{100 \rho_l f_{ck}} b_w d = \\ &= 0,12 \cdot 2^3 \sqrt{100 \cdot 0,005 \cdot 20} \cdot 0,09 \cdot 0,18 = 0,008 \text{ МН} = 8,4 \text{ кН}. \end{aligned}$$

$$V_{Rd,ct,min} = v_{min} b_w d = 443 \cdot 0,09 \cdot 0,18 = 7,2 \text{ кН}.$$

$V_{Ed} = 6,8 \text{ кН} < V_{Rd,ct} = 8,4 \text{ кН}$, следовательно, поперечная сила воспринимается только бетоном, вертикальная арматура устанавливается по конструктивным требованиям с шагом $0,75d = 0,75 \cdot 180 = 135 \text{ мм} = 130 \text{ мм}$, что меньше двукратной ширины пристенного ребра $80 \cdot 2 = 160 \text{ мм}$.

2.2.2.3 Расчёт сечений, нормальных к продольной оси элемента, по образованию и раскрытию трещин. Подробно алгоритм расчёта приведён в подп. 2.1.2.1.

Напряжение в растянутой арматуре для сечения с трещиной при практически постоянном сочетании воздействий

$$\begin{aligned}\sigma_s &= \frac{M_{Ed}}{A_{st}z} = \frac{M_{Ed}}{A_{st}d(1 - 0,5\xi)} = \frac{2,5 \cdot 10^3}{0,785 \cdot 10^{-4} \cdot 0,18 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,02)} = \\ &= 179 \cdot 10^6 \text{ Па} = 179 \text{ МПа}.\end{aligned}$$

Высота эффективной площади растянутой зоны бетона

$$h_{c,eff} = 2,5(h - d) = 2,5(0,20 - 0,18) = 0,050 \text{ м};$$

$$h_{c,eff} = \frac{(h - \xi d)}{3} = \frac{(0,20 - 0,02 \cdot 0,18)}{3} = 0,065 \text{ м};$$

$$h_{c,eff} = \frac{h}{2} = \frac{0,2}{2} = 0,1 \text{ м}.$$

Эффективная площадь растянутой зоны сечения бетона

$$A_{c,eff} = h_{c,eff} b_w = 0,05 \cdot 0,09 = 0,0045 \text{ м}^2.$$

$$\text{Тогда } \rho_{p,eff} = \frac{A_{st}}{A_{c,eff}} = \frac{0,785 \cdot 10^{-4}}{0,0045} = 0,017.$$

Разность средних относительных деформаций $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ определяют по формуле

$$\begin{aligned}\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} &= \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} = \\ &= \frac{179 \cdot 10^6 - 0,4 \frac{2,2 \cdot 10^6}{0,017} (1 + 6,9 \cdot 0,017)}{200 \cdot 10^9} = 6,06 \cdot 10^{-4}.\end{aligned}$$

$$0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} = 0,6 \frac{207 \cdot 10^6}{200 \cdot 10^9} = 6,21 \cdot 10^{-4},$$

т. е. для дальнейших расчётов принимаем $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = 6,21 \cdot 10^{-4}$.

Рассматриваемое ребро содержит всего один стержень растянутой арматуры, поэтому максимальное расстояние между трещинами определяем по формуле

$$s_{r,max} = 1,3(h - \xi d) = 1,3(200 - 0,02 \cdot 180) = 255 \text{ мм}.$$

Тогда ширина раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента,
 $w_k = s_{r,\max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 255 \cdot 6,21 \cdot 10^{-4} = 0,2 \text{ мм}$.

Предельно допустимая ширина раскрытия трещин при практически постоянном сочетании воздействия $w_{\lim} = 0,4 \text{ мм}$.

$w_k = 0,2 \text{ мм} < w_{\lim} = 0,4 \text{ мм}$.

2.2.2.4 Расчёт по деформациям. Подробно алгоритм расчёта приведён в подп. 2.1.2.2.

Для определения коэффициента ползучести бетона рассчитаем приведённый размер элемента (пояснения расчёта приведены в примечании таблицы В.3)

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} = \frac{2b_w h}{2(b_w + h)} = \frac{2 \cdot 90 \cdot 200}{2(90 + 200)} = 62,07 \text{ мм}.$$

Учитывая, что лестничный марш в жилом доме эксплуатируется при сухих атмосферных условиях ($RH = 50 \%$), для бетона на нормально твердеющем цементе при условии нагружения конструкции в возрасте 95 суток принимаем по таблице В.3 $\varphi_{(50,t_0)} = 1,9$. Таким образом, эффективный модуль упругости бетона при действии длительной нагрузки

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_{(50,t_0)}} = \frac{29}{1 + 1,9} = 10,0 \text{ ГПа}.$$

$$\alpha_e = E_s / E_{c,eff} = 200 / 10,0 = 20.$$

Рассмотрим моменты инерции сечения с трещиной и без неё.

$$\rho_{II} = \frac{A_{st}}{b_w h} = \frac{0,785 \cdot 10^{-4}}{0,09 \cdot 0,2} = 43,6 \cdot 10^{-4};$$

$$\alpha_1 = \frac{h'_f}{h} = \frac{80}{200} = 0,40; \quad \alpha_2 = \frac{b_{eff} - b_w}{b_w} = \frac{550 - 90}{90} = 5,11;$$

$$A_I = \alpha_e \rho_{II} \frac{d}{h} = 20 \cdot 43,6 \cdot 10^{-4} \cdot \frac{180}{200} = 784,8 \cdot 10^{-4};$$

$$B_I = \alpha_e \rho_{II} = 20 \cdot 43,6 \cdot 10^{-4} = 872,0 \cdot 10^{-4};$$

$$C_I = 0,5 \alpha_1^2 \alpha_2 + A_I = 0,5 \cdot 0,4^2 \cdot 5,11 + 784,8 \cdot 10^{-4} = 0,49;$$

$$D_I = \alpha_1 \alpha_2 + B_I = 0,4 \cdot 5,11 + 872,0 \cdot 10^{-4} = 2,13;$$

$$k_{xI} = \frac{0,5 + C_I}{1 + D_I} = \frac{0,5 + 0,49}{1 + 2,13} = 0,316;$$

$$\begin{aligned}
 k_I &= 1 + 12(0,5 - k_{xI})^2 + \alpha_2 \alpha_1^3 + 12\alpha_2 \alpha_1 (k_{xI} - 0,5\alpha_1)^2 + 12\alpha_e \rho_{II} \left(\frac{d}{h} - k_{xI} \right) = \\
 &= 1 + 12(0,5 - 0,316)^2 + 5,11 \cdot 0,4^3 + 12 \cdot 5,11 \cdot 0,4 \times \\
 &\times (0,316 - 0,5 \cdot 0,4)^2 + 12 \cdot 20 \cdot 43,6 \cdot 10^{-4} \left(\frac{180}{200} - 0,316 \right) = 2,67.
 \end{aligned}$$

Тогда момент инерции сечения без трещин в растянутой зоне

$$I_I = k_I \frac{b_w h^3}{12} = 2,67 \frac{0,09 \cdot 0,2^3}{12} = 1,60 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4.$$

Выполним аналогичные расчёты для сечения с трещиной.

$$\rho_{III} = \frac{A_{st}}{b_w d} = \frac{0,785 \cdot 10^{-4}}{0,09 \cdot 0,18} = 48,5 \cdot 10^{-4};$$

$$\alpha_1 = \frac{h'_f}{d} = \frac{80}{180} = 0,44; \quad \alpha_2 = \frac{b_{eff} - b_w}{b_w} = \frac{550 - 90}{90} = 5,11;$$

$$A_{II} = B_{II} = \alpha_e \rho_{III} = 20 \cdot 48,5 \cdot 10^{-4} = 970,0 \cdot 10^{-4};$$

$$C_{II} = \alpha_1 \alpha_2 + B_{II} = 0,44 \cdot 5,11 + 970 \cdot 10^{-4} = 2,35;$$

$$D_{II} = \alpha_1^2 \alpha_2 + 2A_{II} = 0,44^2 \cdot 5,11 + 2 \cdot 970 \cdot 10^{-4} = 1,18;$$

$$k_{xII} = -C_{II} + \sqrt{C_{II}^2 + D_{II}} = -2,35 + \sqrt{2,35^2 + 1,18} = 0,24;$$

$$\begin{aligned}
 k_{II} &= 4(\alpha_2 + 1)k_{xII}^3 - 4\alpha_2(k_{xII} - \alpha_1)^3 + 12\alpha_e \rho_{III}(1 - k_{xII})^2 = \\
 &= 4(5,11 + 1) \cdot 0,24^3 - 4 \cdot 5,11(0,24 - 0,44)^3 + \\
 &+ 12 \cdot 20 \cdot 48,5 \cdot 10^{-4}(1 - 0,24)^2 = 1,17.
 \end{aligned}$$

Момент инерции сечения с трещинами

$$I_{II} = k_{II} \frac{b_w d^3}{12} = 1,17 \frac{0,09 \cdot 0,18^3}{12} = 0,51 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4.$$

Момент трещинообразования можно определить по формуле

$$M_{cr} = f_{ctm} W_c = 2,2 \cdot 10^6 \cdot 0,9 \cdot 10^{-3} = 1,98 \cdot 10^3 \text{ Н} \cdot \text{м}.$$

Изгибаемая жёсткость элемента при частом сочетании воздействий

$$\begin{aligned}
 B_{(50,t_0)} &= \frac{E_{c,eff} \cdot I_{II}}{1 - \beta \left(\frac{M_{cr}}{M_{Ed}} \right)^2 \left(1 - \frac{I_{II}}{I_I} \right)} = \\
 &= \frac{10,0 \cdot 10^9 \cdot 0,51 \cdot 10^{-4}}{1 - 0,5 \left(\frac{1,98 \cdot 10^3}{2,9 \cdot 10^3} \right)^2 \left(1 - \frac{0,51 \cdot 10^{-4}}{1,60 \cdot 10^{-4}} \right)} = 6,06 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{м}^2.
 \end{aligned}$$

При практически постоянном сочетании воздействий:

$$B_{(50,t_0)} = \frac{10,0 \cdot 10^9 \cdot 0,51 \cdot 10^{-4}}{1 - 0,5 \left(\frac{1,98 \cdot 10^3}{2,5 \cdot 10^3} \right)^2 \left(1 - \frac{0,51 \cdot 10^{-4}}{1,60 \cdot 10^{-4}} \right)} = 6,49 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{м}^2.$$

Тогда прогиб при частом сочетании воздействий

$$a_{(\infty,t_0)} = \alpha_k \frac{M_{Ed} l_{eff}^2}{B_{(50,t_0)}} = \frac{5}{48} \cdot \frac{2,9 \cdot 10^3 \cdot 2,8^2}{6,06 \cdot 10^5} = 0,004 \text{ м} = 4 \text{ мм}.$$

Предельно допустимый прогиб при этом

$$a_{lim} = l/300 = 2,8/300 = 0,009 \text{ м} = 9 \text{ мм}.$$

При практически постоянном сочетании воздействий:

$$a_{(\infty,t_0)} = \frac{5}{48} \cdot \frac{2,5 \cdot 10^3 \cdot 2,8^2}{6,49 \cdot 10^5} = 0,003 \text{ м} = 3 \text{ мм};$$

$$a_{lim} = l/250 = 2,8/250 = 0,011 \text{ м} = 11 \text{ мм}.$$

2.2.3 Расчёт лобового ребра

В работе лобового ребра, как и пристенного, плита площадки участвует как полка, расположенная в сжатой зоне. Тогда расчётное сечение лобового ребра можно так же условно заменить на тавровое со следующими размерами (рисунок 2.9):

$$b_w = \frac{120 + 100}{2} = 110 \text{ мм}; \quad h_w = 360 - 80 - 70 - \frac{40}{2} = 190 \text{ мм};$$

$$b_{eff} = 550 \text{ мм (см. расчёт в подп. 2.2.2)}; \quad h'_f = 80 \text{ мм};$$

$$b_f = 170 \text{ мм}; \quad h_f = 360 - 80 - 190 = 90 \text{ мм}.$$

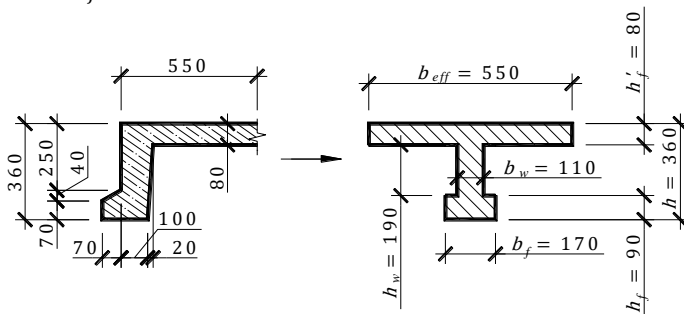


Рисунок 2.9 – Расчётное сечение лобового ребра

Вычисляем геометрические характеристики расчётного сечения:

$$A_c = b_{eff}h'_f + b_f h_f + b_w h_w = 0,550 \cdot 0,08 + 0,17 \cdot 0,09 + 0,11 \cdot 0,19 = 80,2 \cdot 10^{-3} \text{ м}^2.$$

$$S_c = b_{eff}h'_f \left(h_w + h_f + \frac{h'_f}{2} \right) + b_w h_w \left(h_f + \frac{h_w}{2} \right) + 0,5 b_f h_f^2 = 0,550 \cdot 0,08 \times \\ \times \left(0,19 + 0,09 + \frac{0,08}{2} \right) + 0,11 \cdot 0,19 \left(0,09 + \frac{0,19}{2} \right) + 0,5 \cdot 0,17 \cdot 0,09^2 = 18,6 \cdot 10^{-3} \text{ м}^3.$$

$$y_c = \frac{S_c}{A_c} = \frac{18,6 \cdot 10^{-3}}{80,2 \cdot 10^{-3}} = 0,232 \text{ м}.$$

$$I_c = \frac{b_{eff}h'_f{}^3}{12} + b_{eff}h'_f \left(h - y_c - \frac{h'_f}{2} \right)^2 + \frac{b_w h_w^3}{12} + b_w h_w \left(y_c - h_f - \frac{h_w}{2} \right)^2 + \\ + \frac{b_f h_f^3}{12} + b_f h_f \left(y_c - \frac{h_f}{2} \right)^2 = \frac{0,550 \cdot 0,08^3}{12} + 0,550 \cdot 0,08 \times \\ \times \left(0,36 - 0,232 - \frac{0,08}{2} \right)^2 + \frac{0,11 \cdot 0,19^3}{12} + 0,11 \cdot 0,19 \times \\ \times \left(0,232 - 0,09 - \frac{0,19}{2} \right)^2 + \frac{0,17 \cdot 0,09^3}{12} + 0,17 \cdot 0,09 \left(0,232 - \frac{0,09}{2} \right)^2 = 10,19 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4.$$

$$W_c = \frac{I_c}{y_c} = \frac{10,19 \cdot 10^{-4}}{0,232} = 4,4 \cdot 10^{-3} \text{ м}^3.$$

На лобовое ребро действуют следующие нагрузки:

- постоянная и переменная, передаваемые с лестничной площадки, т. е. с грузовой ширины равной $b_n/2 = 0,675 \text{ м}$;
- от его собственного веса (при высоте $h = 360 - 80 = 280 \text{ мм}$);
- равномерно распределённая от опорной реакции маршей, приложенная на выступ лобового ребра, и вызывающая его кручение.

Учитывая опорную реакцию лестничного марша (см. п. 2.1) и его ширину ($b_m = 1,2 \text{ м}$), определим нагрузку, передаваемую от марша на лобовое ребро, для следующих предельных состояний:

- STR от основного сочетания расчётных воздействий

$$Q_{Ed}^M = \frac{14,19}{1,2} = 11,8 \text{ кН/м};$$

– SLS от частого сочетания расчётных воздействий

$$Q_{Ed}^M = \frac{9,56}{1,2} = 8,0 \text{ кН/м};$$

– SLS от практически постоянного сочетания расчётных воздействий

$$Q_{Ed}^M = \frac{8,59}{1,2} = 7,2 \text{ кН/м.}$$

Ввиду малых разрывов приложения нагрузки Q_{Ed}^M по длине лобового ребра (см. рисунок 2.7, з), будем условно считать, что нагрузка Q_{Ed}^M будет действовать по всему пролёту лобового ребра.

Крутящий момент, от основного сочетания расчётных воздействий, передаваемых лестничным маршем, (плечо – половина ширины лобового ребра)

$$T_{Ed} = 11,8 \frac{0,1 + 0,07}{2} = 1,0 \frac{\text{кН}}{\text{м}} \cdot \text{м.}$$

При расчёте элементов, работающих на кручение с изгибом, должно выполняться условие

$$T_{Ed} \leq 0,1 f_{cd} b_w^2 h.$$

$$0,1 f_{cd} b_w^2 h = 0,1 \cdot 13,3 \cdot 10^6 \cdot 0,11^2 \cdot 0,36 = 5,8 \cdot 10^6 \frac{\text{Н}}{\text{м}} \cdot \text{м} = 5,8 \frac{\text{кН}}{\text{м}} \cdot \text{м.}$$

Собственный вес лобового ребра (без учёта толщины плиты)

$$q_p = 25 \left(\frac{0,1 + 0,12}{2} (0,36 - 0,08) + \frac{0,07 + 0,11}{2} \cdot 0,07 \right) = 0,93 \text{ кН/м.}$$

Определение расчётных воздействий, оказываемых на лобовое ребро, приведено в таблице 2.4.

Т а б л и ц а 2.4 – Воздействия, оказываемые на лобовое ребро

Вид воздействия	Воздействие, кН/м		
	характеристическое	частный коэффициент γ_F	расчётное
<i>Постоянное (G)</i>			
1 Собственный вес плиты	1,35	1,20	1,62
2 Вес конструкции пола	0,34	1,30	0,45
3 Собственный вес ребра	0,93	1,2	1,12
<i>Постоянное воздействие</i>	2,62		3,19
<i>Переменное (Q)</i>			
4 Вес людей	2,03	1,40	2,85

Основное сочетание расчётных воздействий для предельных состояний STR

$$F_d = \sum_{j=1}^3 \gamma_{G,j} G_{k,j} + \psi_0 \gamma_Q Q_k = 3,19 + 0,7 \cdot 2,85 = 5,2 \text{ кН/м};$$

$$F_d = \sum_{j=1}^3 \xi_{j} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_Q Q_k = 0,85 \cdot 3,19 + 2,85 = 5,6 \text{ кН/м}.$$

Далее для расчётов принимаем наибольшее значение F_d с учётом расчётного воздействия Q_{Ed}^M , оказываемого маршем, т. е.

$$F_d = 5,6 + 11,8 = 17,4 \text{ кН/м}.$$

Частое сочетание расчётных воздействий для предельных состояний SLS

$$F_d = \sum_{j=1}^3 G_{k,j} + \psi_1 Q_k + Q_{Ed}^M = 2,62 + 0,5 \cdot 2,03 + 8,0 = 11,6 \text{ кН/м}.$$

Практически постоянное сочетание расчётных воздействий для предельных состояний SLS

$$F_d = \sum_{j=1}^3 G_{k,j} + \psi_2 Q_k + Q_{Ed}^M = 2,62 + 0,3 \cdot 2,03 + 7,2 = 10,4 \text{ кН/м}.$$

Расчётный пролёт лобового ребра соответствует расчётному пролёту пристенного ребра, т. е. $l_{eff} = 2,8 \text{ м}$.

Расчётные значения эффектов воздействий для проверки предельных состояний несущей способности (STR):

$$M_{Ed} = \frac{17,4 \cdot 2,8^2}{8} = 17,1 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad V_{Ed} = \frac{17,4 \cdot 2,8}{2} = 24,4 \text{ кН}.$$

Расчётные значения эффектов воздействий для проверки предельных состояний эксплуатационной пригодности (SLS):

– при частом сочетании

$$M_{Ed} = \frac{11,6 \cdot 2,8^2}{8} = 11,4 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad V_{Ed} = \frac{11,6 \cdot 2,8}{2} = 16,2 \text{ кН};$$

– при практически постоянном сочетании:

$$M_{Ed} = \frac{10,4 \cdot 2,8^2}{8} = 10,2 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad V_{Ed} = \frac{10,4 \cdot 2,8}{2} = 14,6 \text{ кН}.$$

2.2.3.1 Расчёт по прочности сечений, нормальных к продольной оси элемента. Подробно алгоритм расчёта приведён в подп. 2.1.1.1.

$c_{\min,dur} = 15$ мм, тогда рабочая высота сечения

$$d = h - c_{\min,dur} - \phi/2 = 360 - 15 - \phi/2 \approx 340 \text{ мм.}$$

Момент, воспринимаемый сжатой полкой

$$\begin{aligned} M'_f &= b_{eff} h'_f \eta f_{cd} \left(d - \frac{h'_f}{2} \right) = 0,55 \cdot 0,08 \cdot 13,3 \cdot 10^3 \left(0,34 - \frac{0,08}{2} \right) = \\ &= 175,6 \text{ кН}\cdot\text{м.} \end{aligned}$$

$M'_f > M_{Ed}$ ($175,6 \text{ кН}\cdot\text{м} > 17,1 \text{ кН}\cdot\text{м}$), следовательно, нейтральная линия проходит по полке и подбор арматуры осуществляем как для прямоугольного сечения с шириной $b = b_{eff}$.

$$\alpha_m = \frac{M_{sd}}{\eta f_{cd} b_{eff} d^2} = \frac{17,1 \cdot 10^3}{13,3 \cdot 10^6 \cdot 0,55 \cdot 0,34^2} = 0,02;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,02} = 0,02,$$

что меньше $\xi_{\lim} = 0,617$.

Требуемая площадь арматуры

$$A_{st}^{tr} = \frac{\eta f_{cd} b_{eff} \xi d}{f_{yd}} = \frac{13,3 \cdot 10^6 \cdot 0,55 \cdot 0,02 \cdot 0,34}{435 \cdot 10^6} = 1,14 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 1,14 \text{ см}^2.$$

По сортаменту арматуры (см. таблицу Г.4) принимаем $2\phi 10$ с $A_{st} = 1,57 \text{ см}^2$. Таким образом, с учётом подобранного армирования, $d = 360 - 15 - 10/2 = 340$ мм.

2.2.3.2 Расчёт по прочности сечений, наклонных к продольной оси элемента. Подробно алгоритм расчёта приведён в подп. 2.1.1.2.

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{340}} = 1,77; \quad \rho_l = \frac{A_{st}}{b_w d} = \frac{1,57 \cdot 10^{-4}}{0,11 \cdot 0,34} = 0,004.$$

Поперечная сила, воспринимаемая железобетонным элементом без поперечного армирования (без вертикальных и наклонных стержней),

$$\begin{aligned} V_{Rd,ct} &= C_{Rd,c} k^3 \sqrt{100 \rho_l f_{ck}} b_w d = \\ &= 0,12 \cdot 1,77^3 \sqrt{100 \cdot 0,004 \cdot 20} \cdot 0,11 \cdot 0,34 = 0,016 \text{ МН} = 16,0 \text{ кН.} \end{aligned}$$

$$v_{\min} = 0,035\sqrt{k^3 f_{ck}} = 0,035\sqrt{1,77^3 \cdot 20} = 0,369 \text{ МН} = 369 \text{ кН};$$

$$V_{Rd,ct,\min} = v_{\min} b_w d = 369 \cdot 0,11 \cdot 0,34 = 13,8 \text{ кН}.$$

$V_{Ed} = 24,4 \text{ кН} < V_{Rd,ct} = 16,0 \text{ кН}$, следовательно, необходима установка поперечной арматуры по расчёту.

По расчёту проектируем поперечную арматуру в 1/4 пролёта от каждой опоры. В средних же четвертях пролёта поперечную арматуру устанавливаем конструктивно с шагом $0,75d = 0,75 \cdot 340 = 255 \text{ мм} = 250 \text{ мм}$, т. к. максимальная поперечная сила в средних четвертях пролёта лобового ребра равна

$$V_{Ed,cp} = V_{Ed} - \frac{F_d l_{eff}}{4} = 24,4 - \frac{17,4 \cdot 2,8}{4} = 12,2 \text{ кН},$$

что меньше поперечной силы, воспринимаемой железобетонным сечением без поперечного армирования $V_{Rd,ct} = 16,0 \text{ кН}$.

Назначаем диаметр стержней поперечной арматуры 6 мм $A_{sw} = 0,283 \text{ см}^2$.

Определяем коэффициент, учитывающий снижение прочности бетона за счёт образования наклонных трещин,

$$v = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \left(1 - \frac{20}{250}\right) = 0,552.$$

Назначаем угол наклона между сжатой бетонной полосой и продольной рабочей арматурой $\cot \theta = 2$.

Проверяем выполнение условия

$$\cot \theta + \frac{1}{\cot \theta} \leq \frac{b_w z v f_{cd}}{V_{Ed}};$$

$$z = d(1 - 0,5\xi) = 0,34 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,02) = 0,34;$$

$$\cot \theta + \frac{1}{\cot \theta} = 2 + \frac{1}{2} = 2,5; \quad \frac{b_w z v f_{cd}}{V_{Ed}} = \frac{0,11 \cdot 0,34 \cdot 0,552 \cdot 13,3 \cdot 10^6}{24,4 \cdot 10^3} = 11,3.$$

Определяем требуемый шаг поперечной арматуры

$$s = \frac{A_{sw} z f_{ywd} \cot \theta}{V_{Ed}} = \frac{0,283 \cdot 10^{-4} \cdot 0,34 \cdot 192 \cdot 10^6 \cdot 2}{24,4 \cdot 10^3} = 0,151 \text{ м} = 151 \text{ мм}.$$

Принимаем шаг $s = 150 \text{ мм}$ и проверяем выполнение условия

$$s \geq \left(\frac{A_{sw} f_{ywd}}{0,5 v f_{cd} b_w} = \frac{0,283 \cdot 10^{-4} \cdot 192 \cdot 10^6}{0,5 \cdot 0,552 \cdot 13,3 \cdot 10^6 \cdot 0,11} = 0,013 \text{ м} \right).$$

2.2.3.3 Расчёт сечений, нормальных к продольной оси элемента, по образованию и раскрытию трещин. Подробно алгоритм расчёта приведён в подп. 2.1.2.1.

Напряжение в растянутой арматуре для сечения с трещиной при практически постоянном сочетании воздействий

$$\begin{aligned}\sigma_s &= \frac{M_{Ed}}{A_{st}z} = \frac{M_{Ed}}{A_{st}d(1 - 0,5\xi)} = \frac{10,2 \cdot 10^3}{1,57 \cdot 10^{-4} \cdot 0,34(1 - 0,5 \cdot 0,02)} = \\ &= 193 \cdot 10^6 \text{ Па} = 193 \text{ МПа}.\end{aligned}$$

Высота эффективной площади растянутой зоны бетона

$$h_{c,eff} = 2,5(h - d) = 2,5(0,36 - 0,34) = 0,050 \text{ м};$$

$$h_{c,eff} = \frac{(h - \xi d)}{3} = \frac{(0,36 - 0,02 \cdot 0,34)}{3} = 0,118 \text{ м};$$

$$h_{c,eff} = \frac{h}{2} = \frac{0,36}{2} = 0,18 \text{ м}.$$

Эффективная площадь растянутой зоны сечения бетона

$$A_{c,eff} = h_{c,eff}b_w = 0,05 \cdot 0,11 = 0,0055 \text{ м}^2.$$

$$\text{Тогда } \rho_{p,eff} = \frac{A_{st}}{A_{c,eff}} = \frac{1,57 \cdot 10^{-4}}{0,0055} = 0,035.$$

Разность средних относительных деформаций $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ определяют по формуле

$$\begin{aligned}\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} &= \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} = \\ &= \frac{193 \cdot 10^6 - 0,4 \frac{2,2 \cdot 10^6}{0,035} (1 + 6,9 \cdot 0,035)}{200 \cdot 10^9} = 8,09 \cdot 10^{-4}.\end{aligned}$$

$$0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} = 0,6 \frac{193 \cdot 10^6}{200 \cdot 10^9} = 5,79 \cdot 10^{-4}, \text{ что меньше } 8,09 \cdot 10^{-4}.$$

$5(c_{dur} + \phi/2) = 5(15 + 10/2) = 100$ мм. Учитывая, что ширина лобового ребра (в нижней части) 100 мм, расстояние между двумя стержнями продольной арматуры, с учётом величины защитного слоя $c_{dur} = 15$ мм, будет $b'_w - 2c_{dur} - \phi/2 = 100 - 15 \cdot 2 - 10/2 = 60$ мм, что менее $5(c_{dur} + \phi/2)$,

следовательно, максимальное расстояние между трещинами определяем по формуле

$$s_{r,\max} = k_{3cr}c_{dur} + k_{1cr}k_{2cr}k_{4cr} \frac{\phi}{\rho_{p,eff}} = 3,4 \cdot 15 + 0,8 \cdot 0,5 \cdot 0,425 \frac{10}{0,035} = 100 \text{ мм.}$$

Тогда ширина раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента, $w_k = s_{r,\max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 100 \cdot 8,09 \cdot 10^{-4} = 0,1 \text{ мм.}$

Предельно допустимая ширина раскрытия трещин при практически постоянном сочетании воздействия $w_{\lim} = 0,4 \text{ мм.}$

$$w_k = 0,1 \text{ мм} < w_{\lim} = 0,4 \text{ мм.}$$

2.2.3.4 Расчёт по деформациям. Подробно алгоритм расчёта приведён в подп. 2.1.2.2.

Для определения коэффициента ползучести бетона рассчитаем приведённый размер элемента (пояснения расчёта приведены в примечании таблицы В.3)

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} = \frac{2b_w h}{2(b_w + h)} = \frac{2 \cdot 110 \cdot 360}{2(110 + 360)} = 84,3 \text{ мм.}$$

Учитывая, что лестничный марш в жилом доме эксплуатируется при сухих атмосферных условиях ($RH = 50 \%$), для бетона на нормально твердеющем цементе при условии нагружения конструкции в возрасте 95 суток принимаем по таблице В.3 $\varphi_{(50,t_0)} = 1,9$. Таким образом, эффективный модуль упругости бетона при действии длительной нагрузки

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_{(50,t_0)}} = \frac{29}{1 + 1,9} = 10,0 \text{ ГПа.}$$

$$\alpha_e = E_s / E_{c,eff} = 200 / 10,0 = 20.$$

Рассмотрим моменты инерции сечения с трещиной и без неё. Учитывая форму приведённого расчётного сечения лобового ребра (см. рисунок 2.9), формулы, использованные в подп. 2.1.2.2, будут иметь дополнительные коэффициенты.

$$\rho_{II} = \frac{A_{st}}{b_w h} = \frac{1,57 \cdot 10^{-4}}{0,11 \cdot 0,36} = 39,6 \cdot 10^{-4};$$

$$\alpha_1 = \frac{h'_f}{h} = \frac{80}{360} = 0,22; \quad \alpha_2 = \frac{b_{eff} - b_w}{b_w} = \frac{550 - 110}{110} = 4,0;$$

$$\alpha_3 = \frac{h_f}{h} = \frac{90}{360} = 0,25; \quad \alpha_4 = \frac{b_f - b_w}{b_w} = \frac{170 - 90}{90} = 0,89;$$

$$A_I = \alpha_e \rho_{II} \frac{d}{h} = 20 \cdot 39,6 \cdot 10^{-4} \frac{340}{360} = 748,0 \cdot 10^{-4};$$

$$B_I = \alpha_e \rho_{II} = 20 \cdot 39,6 \cdot 10^{-4} = 792,0 \cdot 10^{-4};$$

$$C_I = 0,5\alpha_1^2\alpha_2 + \alpha_3\alpha_4(1 - 0,5\alpha_3) + A_I = \\ = 0,5 \cdot 0,22^2 \cdot 4,0 + 0,25 \cdot 0,89(1 - 0,5 \cdot 0,25) + 748,0 \cdot 10^{-4} = 0,37;$$

$$D_I = \alpha_1\alpha_2 + \alpha_3\alpha_4 + B_I = 0,22 \cdot 4,0 + 0,25 \cdot 0,89 + 792,0 \cdot 10^{-4} = 1,18;$$

$$k_{xI} = \frac{0,5 + C_I}{1 + D_I} = \frac{0,5 + 0,37}{1 + 1,18} = 0,4;$$

$$k_I = 1 + 12(0,5 - k_{xI})^2 + \alpha_2\alpha_1^3 + 12\alpha_2\alpha_1(k_{xI} - 0,5\alpha_1)^2 + \alpha_4\alpha_3^3 + \\ + 12\alpha_4\alpha_3(1 - k_{xI} - 0,5\alpha_3)^2 + 12\alpha_e\rho_{II}\left(\frac{d}{h} - k_{xI}\right) = \\ = 1 + 12(0,5 - 0,4)^2 + 4,0 \cdot 0,22^3 + 12 \cdot 4,0 \cdot 0,22(0,4 - 0,5 \cdot 0,22)^2 + \\ + 0,89 \cdot 0,25^3 + 12 \cdot 0,89 \cdot 0,25(1 - 0,4 - 0,5 \cdot 0,25)^2 + \\ + 12 \cdot 20 \cdot 39,6 \cdot 10^{-4} \left(\frac{340}{360} - 0,4\right) = 3,18.$$

Тогда момент инерции сечения без трещин в растянутой зоне

$$I_I = k_I \frac{b_w h^3}{12} = 3,18 \frac{0,11 \cdot 0,36^3}{12} = 13,6 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4.$$

Выполним аналогичные расчёты для сечения с трещиной.

$$\rho_{III} = \frac{A_{st}}{b_w d} = \frac{1,57 \cdot 10^{-4}}{0,11 \cdot 0,34} = 42,0 \cdot 10^{-4};$$

$$\alpha_1 = \frac{h'_f}{d} = \frac{80}{340} = 0,24; \quad \alpha_2 = \frac{b_{eff} - b_w}{b_w} = \frac{550 - 110}{110} = 4,0;$$

$$A_{II} = B_{II} = \alpha_e \rho_{III} = 20 \cdot 42,0 \cdot 10^{-4} = 840,0 \cdot 10^{-4};$$

$$C_{II} = \alpha_1\alpha_2 + B_{II} = 0,24 \cdot 4,0 + 840,0 \cdot 10^{-4} = 1,04;$$

$$D_{II} = \alpha_1^2\alpha_2 + 2A_{II} = 0,24^2 \cdot 4,0 + 2 \cdot 840 \cdot 10^{-4} = 0,40;$$

$$k_{xII} = -C_{II} + \sqrt{C_{II}^2 + D_{II}} = -1,04 + \sqrt{1,04^2 + 0,4} = 0,18;$$

$$\begin{aligned}
 k_{II} &= 4(\alpha_2 + 1)k_{xII}^3 - 4\alpha_2(k_{xII} - \alpha_1)^3 + 12\alpha_e\rho_{III}(1 - k_{xII})^2 = \\
 &= 4(4,0 + 1) \cdot 0,18^3 - 4 \cdot 4,0(0,18 - 0,24)^3 + \\
 &+ 12 \cdot 20 \cdot 42,0 \cdot 10^{-4}(1 - 0,18)^2 = 0,80.
 \end{aligned}$$

Момент инерции сечения с трещинами

$$I_{II} = k_{II} \frac{b_w d^3}{12} = 0,80 \frac{0,11 \cdot 0,34^3}{12} = 2,88 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4.$$

Момент трещинообразования можно определить по формуле

$$M_{cr} = f_{ctm} W_c = 2,2 \cdot 10^6 \cdot 4,4 \cdot 10^{-3} = 9,68 \cdot 10^3 \text{ Н} \cdot \text{м}.$$

Изгибаемая жёсткость элемента при частом сочетании воздействий

$$\begin{aligned}
 B_{(50,t_0)} &= \frac{E_{c,eff} I_{II}}{1 - \beta \left(\frac{M_{cr}}{M_{Ed}} \right)^2 \left(1 - \frac{I_{II}}{I_I} \right)} = \\
 &= \frac{10,0 \cdot 10^9 \cdot 2,88 \cdot 10^{-4}}{1 - 0,5 \left(\frac{9,68 \cdot 10^3}{11,4 \cdot 10^3} \right)^2 \left(1 - \frac{2,88 \cdot 10^{-4}}{13,6 \cdot 10^{-4}} \right)} = 4,02 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{м}^2;
 \end{aligned}$$

При практически постоянном сочетании воздействий:

$$B_{(50,t_0)} = \frac{10,0 \cdot 10^9 \cdot 2,88 \cdot 10^{-4}}{1 - 0,5 \left(\frac{9,68 \cdot 10^3}{10,2 \cdot 10^3} \right)^2 \left(1 - \frac{2,88 \cdot 10^{-4}}{13,6 \cdot 10^{-4}} \right)} = 4,47 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{м}^2.$$

Тогда прогиб при частом сочетании воздействий

$$a_{(\infty,t_0)} = \alpha_k \frac{M_{Ed} l_{eff}^2}{B_{(50,t_0)}} = \frac{5}{48} \cdot \frac{11,4 \cdot 10^3 \cdot 2,8^2}{4,02 \cdot 10^6} = 0,002 \text{ м} = 2 \text{ мм}.$$

Предельно допустимый прогиб при этом

$$a_{lim} = l/300 = 2,8/300 = 0,009 \text{ м} = 9 \text{ мм}.$$

При практически постоянном сочетании воздействий:

$$a_{(\infty,t_0)} = \frac{5}{48} \cdot \frac{10,2 \cdot 10^3 \cdot 2,8^2}{4,47 \cdot 10^6} = 0,002 \text{ м} = 2 \text{ мм};$$

$$a_{lim} = l/250 = 2,8/250 = 0,011 \text{ м} = 11 \text{ мм}.$$

Схема принятого армирования площадки приведена на рисунке 2.10.

3 РАСЧЁТ ЭЛЕМЕНТОВ МЕТАЛЛИЧЕСКОЙ ЛЕСТНИЦЫ

Задание для проектирования.

Рассчитать и сконструировать площадку для обслуживания котла (рисунок 3.1). Высота площадки 3 м от уровня пола котельной.

Применяемые материалы.

Модуль упругости стали
 $E = 2,06 \cdot 10^5$ МПа.

Для назначения стали, применяемой для изготовления элементов обслуживающей площадки, рассмотрим варианты групп стальных конструкций (таблица 3.1).

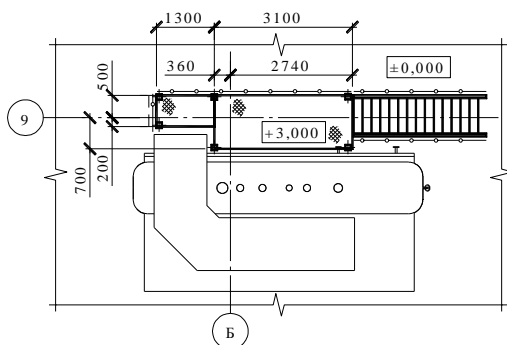


Рисунок 3.1 – Схема площадки для обслуживания котла

Таблица 3.1 – Стали для стальных конструкций зданий и сооружений

Группа конструкций		Сталь
1	Конструкции, подвергаемые воздействию динамических нагрузок (подкрановые балки, фасонки ферм)	C255
2	Конструкции, работающие при статической нагрузке (фермы, ригели рам, балки перекрытий и покрытий, косоуры лестниц)	C245 C255
3	Конструкции, работающие при статической нагрузке (колонны, стойки, опорные плиты, элементы настила перекрытий)	C235 C245
4	Вспомогательные конструкции (связи, элементы фахверка, лестницы, площадки, ограждение)	C235 C245

Принимаем для балок и стоек обслуживающей площадки, а также для косоуров лестницы сталь C245, для листовой стали настила и ступеней – C235. Характеристики принятой стали приведены в таблице 3.2.

Таблица 3.2 – Расчётное сопротивление проката

Сталь	Толщина проката (толщина полки), мм	В мегапаскалях			
		Листовой прокат		Фасонный прокат	
		R_y	R_u	R_y	R_u
C235	$2 \leq t \leq 20$	230	350	230	350
	$20 < t \leq 40$	220	350	220	350
C245	$2 \leq t \leq 20$	240	360	240	360
	$20 < t \leq 40$	–	–	230	360

3.1 Расчёт лестничного марша

Класс здания по пожарной опасности Ф5 (см. приложение А), соответственно минимально допустимая ширина лестничного марша для прохода к одиночным рабочим местам 0,7 м (принимаем 0,8 м), а максимально допустимый уклон – 1:1 ($\alpha = 45^\circ$). Учитывая уклон марша и высоту обслуживающей площадки, указанной в задании на проектирование, длина горизонтальной проекции расчётной длины марша составит 3 м ($l = 3$ м).



Как видно из рисунка 3.2, переменная функциональная нагрузка (вес обслуживающего персонала с инструментом), действующая на лестничный марш, уже распределена по длине, соответствующей длине горизонтальной проекции марша (сумма проступей всех ступеней), т. е.

$$q_{вр} = 4,0 \cdot 0,8 = 3,2 \text{ кН/м.}$$

В этом случае переменная функциональная нагрузка, приходящаяся на один косяур,

$$q_{вр} = 3,2/2 = 1,6 \text{ кН/м.}$$

В приведённом расчёте характеристическое значение временной функциональной нагрузки взято из приложения Б с учётом задания на проектирование (участки обслуживания и ремонта оборудования в производственных помещениях); 0,8 м – ширина лестничного марша.

В качестве косяуров лестничного марша принимаем горячекатаный швеллер по ГОСТ 8240–97. Ориентируясь на уклон марша и минимально необходимую (учитывая функционал лестницы) ширину проступи (принимаем 175 мм), определим конструктивно необходимую высоту швеллера (рисунок 3.3)

$$h_{\min} = 175 \cdot \sin 45^\circ = 124 \text{ мм.}$$

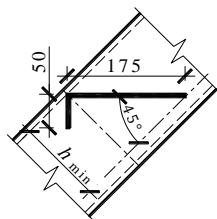


Рисунок 3.3 – Крепление ступени к стальному косяуру

Предварительно принимаем для косоура горячекатаный швеллер № 14У ($h = 140$ мм) и проверим его прочность и жёсткость исходя из действующей нагрузки.

Собственный вес швеллера № 14У $g = 12,3$ кг/м = 0,123 кН/м. Тогда собственный вес косоура, приходящийся на горизонтальную проекцию марша (см. рисунок 3.2),

$$g_{\text{кос}} = \frac{gl_{\text{м}}}{l} = \frac{g}{\cos \alpha} = \frac{0,123}{\cos 45^\circ} = 0,17 \text{ кН/м.}$$

Геометрические характеристики швеллера № 14 (данные взяты из сортамента металлопроката):

- момент инерции $I = 491$ см⁴;
- момент сопротивления $W = 70,2$ см³.

Ступени марша выполняем из рифлёной стали толщиной 4 мм. Тогда, с учётом плотности стали ρ и объёма листа V , требуемого для изготовления ступени, собственный вес одной ступени составит

$$Q_{\text{1ст}} = \rho V = 7850 \cdot 0,004(0,175 + 0,05) \cdot 0,8 = 5,65 \text{ кг} = 56,5 \text{ Н.}$$

Количество ступеней в марше, учитывая требуемую высоту подъёма на рабочую площадку h и уклон в 45° (высота ступени $h_{\text{ст}}$ равна ширине поступи, 175 мм),

$$n = \frac{h}{h_{\text{ст}}} - 1 = \frac{3}{0,175} - 1 = 16 \text{ шт.}$$

Тогда воздействие, оказываемое на горизонтальную проекцию одного косоура от веса всех ступеней в марше,

$$q_{\text{ст}} = \frac{Q_{\text{1ст}}n}{2l} = \frac{56,5 \cdot 16}{2 \cdot 3} = 150,7 \text{ Н/м} = 0,15 \text{ кН/м.}$$

Определение расчётных значений воздействий, оказываемых на горизонтальную проекцию одного косоура, выполним в таблице 3.3.

Т а б л и ц а 3.3 – Воздействия, оказываемые на горизонтальную проекцию стального косоура

Вид воздействия	Воздействие, кН/м		
	характеристическое	частный коэффициент γ_F	расчётное
<i>Постоянное (G)</i>			
1 Собственный вес косоура	0,17	1,20	0,20
2 Вес ступеней	0,15	1,20	0,18
3 Вес ограждения (ориентировочно)	0,20	1,20	0,24
<i>Постоянное воздействие</i>	0,52		0,62
<i>Переменное (Q)</i>			
4 Вес обслуживающего персонала	1,6	1,40	2,24

Коэффициенты сочетания для функциональной нагрузки, действующей на элементы лестницы (см. приложение Б), $\psi_0 = 0,7$; $\psi_1 = 0,7$; $\psi_2 = 0,6$.

Основное сочетание расчётных воздействий для предельных состояний STR

$$F_d = \sum_{j=1}^3 \gamma_{G,j} G_{k,j} + \psi_0 \gamma_Q Q_k = 0,62 + 0,7 \cdot 2,24 = 2,19 \text{ кПа};$$

$$F_d = \sum_{j=1}^3 \xi_{j,j} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_Q Q_k = 0,85 \cdot 0,62 + 2,24 = 2,77 \text{ кПа}.$$

Далее для расчётов принимаем наибольшее значение F_d .

Учитывая функциональное назначение лестничного марша, основным критерием в расчётах по эксплуатационной пригодности будем считать обеспечение благоприятного внешнего вида конструкции (см. разд. 1), предполагающее ограничение деформаций (прогибов) элементов при восприятии ими практически постоянного сочетания расчётных воздействий

$$F_d = \sum_{j=1}^3 G_{k,j} + \psi_2 Q_k = 0,52 + 0,6 \cdot 1,6 = 1,48 \text{ кН/м}.$$

Для металлического косоура требуемый момент сопротивления сечения из условий прочности (предельное состояние STR) определяют по формуле

$$W_{тр} = \frac{F_d l^2}{8 R_y \gamma_c},$$

где F_d – расчётное воздействие для предельных состояний STR (кН/м), оказываемое на горизонтальную проекцию косоура;

l – расчётная длина горизонтальной проекции косоура;

R_y – предел текучести стали (см. таблицу 3.2);

γ_c – коэффициент условия работы конструкции (в общем случае для прокатных и сварных балок и колонн при расчётах на прочность $\gamma_c = 1,1$; при проектировании балок в общественных зданиях, при условии, что вес проектируемого перекрытия равен или больше временной нагрузки, $\gamma_c = 1,1 \cdot 0,9$; при проектировании колонн общественных зданий $\gamma_c = 1,1 \cdot 0,95$).

$$W_{тр} = \frac{2,77 \cdot 10^3 \cdot 3^2}{8 \cdot 240 \cdot 10^6 \cdot 1,1} = 1,18 \cdot 10^{-5} \text{ м}^3 = 11,8 \text{ см}^3.$$

Требуемый момент сопротивления меньше фактического у конструктивно принятого швеллера ($11,8 \text{ см}^3 < 70,2 \text{ см}^3$), значит прочность принятого косоура при действии расчётной нагрузки обеспечена.

Прогиб косоура, имеющего угол наклона α к горизонту и нагруженного равномерно распределённой нагрузкой F_d^M (см. рисунок 3.2), определяется по формуле

$$f = \frac{5F_d^M \cos \alpha l_M^4}{384EI},$$

здесь $(F_d^M \cos \alpha)$ – перпендикулярная (нормальная) составляющая воздействия F_d^M при расчётном сочетании предельного состояния эксплуатационной пригодности;

E – модуль упругости стали.

Учитывая соотношения (см. рисунок 3.2),

$$l_M = \frac{l}{\cos \alpha}; F_d^M = \frac{F_d l}{l_M} = F_d \cos \alpha; f = f_{\text{lim}} = \frac{l_M}{n} = \frac{l}{n \cos \alpha},$$

определяем требуемый момент инерции косоура из условия жёсткости

$$I_{\text{тр}} = \frac{5F_d l^3}{384E(1/n) \cos \alpha}.$$

Учитывая пролёт марша ($l_M = 3 / \cos 45^\circ = 4,24$ м), предельно допустимый прогиб при практически постоянном сочетании воздействий $f_{\text{lim}} = l_M / 250$ (соответственно $n = 250$). Тогда требуемый момент инерции сечения косоура из условий эксплуатационной пригодности (предельное состояние SLS)

$$I_{\text{тр}} = \frac{5 \cdot 1,48 \cdot 10^3 \cdot 3^3}{384 \cdot 2,06 \cdot 10^5 \cdot 10^6 (1/250) \cos 45^\circ} = 89,3 \cdot 10^{-8} \text{ м}^4 = 89,3 \text{ см}^4.$$

Требуемый момент инерции меньше фактического у конструктивно принятого швеллера ($89,3 \text{ см}^3 < 491 \text{ см}^3$), значит жёсткость принятого косоура обеспечена.

3.2 Расчёт площадки

Подробно расчёт рабочей площадки с различными вариантами сопряжения главных и второстепенных балок разобран в учебно-методическом пособии [13]. В данном пособии мы рассмотрим сокращённый вариант расчёта.

3.2.1 Расчёт настила

Расстояние между несущими балками площадки, исходя из проектного задания, $l_n = 0,7 + 0,5 = 1,2$ м.

Стальной настил прикрепляется к балкам (рёбрам) при помощи сварки. В этом случае относительно толстый настил ($l_n/t > 50$) работает преимущественно на изгиб, тонкий настил ($l_n/t < 300$) – только на растяжение. При промежуточных отношениях l_n/t , что наиболее часто встречается в практике, настил работает на изгиб с растяжением (рисунок 3.4).

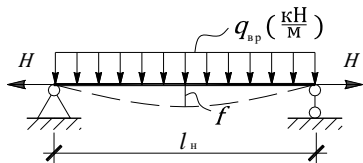


Рисунок 3.4 – Расчётная схема настила

При известном расчётном пролёте проектируемой площадки для полосы настила единичной ширины (при расчётах как правило рассматривают участок шириной $b = 1$ м), минимально требуемая толщина определяется из условия необходимой жёсткости по следующей формуле:

$$t = \frac{15l_n}{4n \left(1 + \frac{72E}{n^4 F_d (1 - \mu^2)} \right)},$$

где n – величина, обратная предельному прогибу;

μ – коэффициент Пуассона, равный 0,3.

Для обеспечения благоприятного внешнего вида $f_{lim} = l/250$ (соответственно $n = 250$).

Для предварительного подбора требуемой толщины настила принимаем практически постоянное сочетание расчётных воздействий, оказываемых на настил, $F_d = \psi_2 Q_k = 0,6 \cdot 4,0 \cdot 1 = 2,4$ кН/м.

Тогда требуемая толщина настила

$$t = \frac{15 \cdot 1,2}{4 \cdot 250 \left(1 + \frac{72 \cdot 2,06 \cdot 10^5 \cdot 10^6}{250^4 \cdot 2,4 \cdot 10^3 \cdot (1 - 0,3^2)} \right)} = 0,007 \text{ м} = 7 \text{ мм}.$$

Принимаем толщину настила $t = 8$ мм по ГОСТ 8568–77, тогда собственный вес настила (полосы шириной $b = 1$ м)

$$g_n = 7850 \cdot 0,008 \cdot 9,81 \cdot 1 = 616 \text{ Н/м} = 0,62 \text{ кН/м}.$$

Основное сочетание расчётных воздействий для предельных состояний STR

$$F_d = \gamma_G G_k + \psi_0 \gamma_Q Q_k = 1,2 \cdot 0,62 + 0,7 \cdot 1,4 \cdot 4,0 \cdot 1 = 4,66 \text{ кН/м};$$

$$F_d = \xi \gamma_G G_k + \gamma_Q Q_k = 0,85 \cdot 1,2 \cdot 0,62 + 1,4 \cdot 4,0 \cdot 1 = 6,23 \text{ кН/м}.$$

Далее для расчётов принимаем наибольшее значение F_d .

Практически постоянное сочетание расчётных воздействий для предельных состояний SLS

$$F_d = G_k + \Psi_2 Q_k = 0,62 + 0,6 \cdot 4,0 \cdot 1 = 3,02 \text{ кН/м.}$$

Балочный прогиб от практически постоянного воздействия

$$f_0 = \frac{5F_d l_H^4 \cdot 12(1 - \mu^2)}{384bt^3 E} =$$

$$= \frac{5 \cdot 3,02 \cdot 10^3 \cdot 1,2^4 \cdot 12(1 - 0,3^2)}{384 \cdot 1 \cdot 0,008^3 \cdot 2,06 \cdot 10^5 \cdot 10^6} = 0,008 \text{ м.}$$

Коэффициент, учитывающий возникновение в настиле распора,

$$\alpha(1 + \alpha)^2 = \frac{3f_0^2}{t^2} = \frac{3 \cdot 0,008^2}{0,008^2} = 3,$$

$\alpha = 0,864$ (корни кубического уравнения найдены при помощи online сервисов).

Для проектируемой площадки балочный изгибающий момент в настиле от основного сочетания расчётных воздействий

$$M = \frac{F_d l_H^2}{8} = \frac{6,23 \cdot 1,2^2}{8} = 1,123 \text{ кН·м.}$$

Распор, возникающий в настиле,

$$H = \frac{bt^3 \gamma_F \pi^2 E \alpha}{12(1 - \mu^2) l_H^2},$$

где γ_F – частный коэффициент действующей нагрузки

$$\gamma_F = \frac{\gamma_G G_k + \gamma_Q Q_k}{G_k + Q_k} = \frac{1,2 \cdot 0,62 + 1,4 \cdot 4,0 \cdot 1}{0,62 + 4,0 \cdot 1} = 1,37.$$

$$H = \frac{1 \cdot 0,008^3 \cdot 1,37 \cdot 3,14^2 \cdot 2,06 \cdot 10^5 \cdot 10^6 \cdot 0,864}{12(1 - 0,3^2) \cdot 1,2^2} = 73,2 \cdot 10^3 \text{ Н} = 73,2 \text{ кН.}$$

Напряжения, возникающие в настиле,

$$\sigma = \frac{H}{bt} + \frac{6M}{(1 + \alpha)bt^2} = \frac{73,2 \cdot 10^3}{1 \cdot 0,008} + \frac{6 \cdot 1,123 \cdot 10^3}{(1 + 0,864) \cdot 1 \cdot 0,008^2} = 65,6 \cdot 10^6 \text{ Па,}$$

что меньше $R_y \gamma_c = 230 \cdot 1 = 230 \text{ МПа}$.

Прогиб настила

$$f = \frac{5F_d l_n^4 \cdot 12(1 - \mu^2)}{384(1 + \alpha)bt^3 E} =$$

$$= \frac{5 \cdot 3,02 \cdot 10^3 \cdot 1,2^4 \cdot 12(1 - 0,3^2)}{384(1 + 0,864) \cdot 1 \cdot 0,008^3 \cdot 2,06 \cdot 10^5 \cdot 10^6} = 0,005 \text{ м} = 4,5 \text{ мм},$$

что меньше предельно допустимого прогиба

$$f_{lim} = l/250 = 1200/250 = 4,8 \text{ мм}.$$

Таким образом можно сделать вывод, что подобранная толщина настила удовлетворяет требованиям как по прочности, так и по жёсткости.

3.2.2 Подбор сечения несущих балок

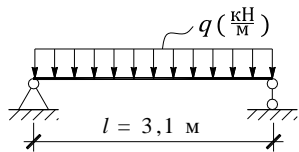


Рисунок 3.5 – Расчётная схема балки

Расчётная схема несущих балок площадки, согласно заданию на проектирование, представлена на рисунке 3.5.

Грузовая ширина каждой балки

$$b = l_n/2 = 1,2/2 = 0,6 \text{ м}.$$

Воздействия, оказываемые на балку, приведены в таблице 3.4.

Т а б л и ц а 3.4 – Воздействия, оказываемые на балку (без учёта собственного веса балки)

Вид воздействия	Воздействие, кН/м		
	характеристическое	частный коэффициент γ_F	расчётное
<i>Постоянное (G)</i>			
1 Вес настила (7850 кг/м ³ · 0,008 м × × 0,6 м · 9,81 Н/кг)	0,37	1,20	0,44
2 Вес ограждения (ориентировочно)	0,20	1,20	0,24
<i>Постоянное воздействие</i>	0,57		0,68
<i>Переменное (Q)</i>			
3 Вес обслуживающего персонала (4,0 кПа · 0,6 м)	2,4	1,40	3,36

Основное сочетание расчётных воздействий для предельных состояний STR

$$F_d = \sum_{j=1}^2 \gamma_{G,j} G_{k,j} + \psi_0 \gamma_Q Q_k = 0,68 + 0,7 \cdot 3,36 = 3,03 \text{ кН/м};$$

$$F_d = \sum_{j=1}^2 \xi_{j} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_Q Q_k = 0,85 \cdot 0,68 + 3,36 = 3,94 \text{ кН/м}.$$

Далее для расчётов принимаем наибольшее значение F_d .

Практически постоянное сочетание расчётных воздействий для предельных состояний SLS

$$F_d = \sum_{j=1}^2 G_{k,j} + \psi_2 Q_k = 0,57 + 0,6 \cdot 2,4 = 2,01 \text{ кН/м}.$$

Требуемый момент сопротивления балки

$$W_{\text{тр}} = \frac{F_d l^2}{8 R_y \gamma_c} = \frac{3,94 \cdot 10^3 \cdot 3,1^2}{8 \cdot 240 \cdot 10^6 \cdot 1,1} = 17,93 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3 = 17,93 \text{ см}^3.$$

Принимаем швеллер № 8У по ГОСТ 8240–97 со следующими характеристиками:

- собственный вес $g = 7,05 \text{ кг/м}$;
- момент сопротивления $W = 22,4 \text{ см}^3$;
- момент инерции $I = 89,4 \text{ см}^4$.

Тогда основное сочетание расчётных воздействий с учётом собственного веса балки

$$F_d = \sum_{j=1}^3 \xi_{j} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_Q Q_k = 0,85 \cdot (0,68 + 1,2 \cdot 7,05 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3}) + 3,36 = 4,01 \text{ кН/м}.$$

Практически постоянное сочетание расчётных воздействий с учётом собственного веса балки

$$F_d = \sum_{j=1}^3 G_{k,j} + \psi_2 Q_k = 0,57 + 7,05 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} + 0,6 \cdot 2,4 = 2,08 \text{ кН/м}.$$

Напряжение, возникающее в балке,

$$\sigma = \frac{F_d l^2}{8W} = \frac{4,01 \cdot 10^3 \cdot 3,1^2}{8 \cdot 22,4 \cdot 10^{-6}} = 215 \cdot 10^6 \text{ Па} = 215 \text{ МПа},$$

что меньше $R_y \gamma_c = 240 \cdot 1,1 = 264 \text{ МПа}$.

Прогиб, возникающий в балке,

$$f = \frac{5F_d l^4}{384EI} = \frac{5 \cdot 2,08 \cdot 10^3 \cdot 3,1^4}{384 \cdot 2,06 \cdot 10^5 \cdot 10^6 \cdot 89,4 \cdot 10^{-8}} = 0,014 \text{ м,}$$

что больше предельно допустимого прогиба $f_{\text{lim}} = l/250 = 3,1/250 = 0,012 \text{ м}$, т. е. принятое сечение не удовлетворяет предельным состояниям эксплуатационной пригодности.

Принимаем швеллер № 10У по ГОСТ 8240–97 со следующими характеристиками:

- собственный вес $g = 8,59 \text{ кг/м}$;
- момент сопротивления $W = 34,8 \text{ см}^3$;
- момент инерции $I = 174,0 \text{ см}^4$.

Тогда практически постоянное сочетание расчётных воздействий с учётом собственного веса балки нового сечения

$$F_d = \sum_{j=1}^3 G_{k,j} + \psi_2 Q_k = 0,57 + 8,59 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} + 0,6 \cdot 2,4 = 2,09 \text{ кН/м.}$$

Прогиб, возникающий в балке,

$$f = \frac{5 \cdot 2,09 \cdot 10^3 \cdot 3,1^4}{384 \cdot 2,06 \cdot 10^5 \cdot 10^6 \cdot 174,0 \cdot 10^{-8}} = 0,007 \text{ м} < f_{\text{lim}},$$

следовательно, требуемая жёсткость балки обеспечена.

3.2.3 Подбор сечения стойки

Полная длина стойки с учётом требуемой высоты площадки для обслуживания котла и принятой высоты балки и толщины настила

$$l_c = 3,0 - 0,004 - 0,08 = 2,916 \text{ м.}$$

Нижний конец стойки шарнирно закреплён в конструкции пола, а верхний – шарнирно соединён с балками рабочей площадки (рисунок 3.6), поэтому $\mu = 1,0$ и расчётная длина стойки в обеих плоскостях принимается

$$l_{eff} = \mu l_c = 1,0 \cdot 2,916 = 2,916 \text{ м.}$$

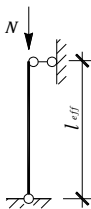


Рисунок 3.6 – Расчётная схема стойки

Наиболее нагруженная стойка – стойка у начала обслуживаемой площадки (в месте опирания на площадку лестничного марша). Данная стойка воспринимает нагрузку от опорной реакции основной

несущей балки площадки (N_1), опорной реакции косоура (N_2) и опорной реакции от собственного веса лобовой балки (N_3), используемой для опирания марша (сечения лобовой балки принимается равным сечению основных несущих балок площадки).

Основное сочетание расчётных воздействий для предельных состояний STR

$$N_1 = \frac{(0,85 \cdot (0,68 + 1,2 \cdot 8,59 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3}) + 3,36) \cdot 3,1}{2} = 6,24 \cdot 10^3 \text{ Н};$$

$$N_2 = \frac{2,77 \cdot 10^3 \cdot 3,0}{2} = 4,16 \cdot 10^3 \text{ Н};$$

$$N_3 = 0,85 \frac{8,59 \cdot 9,81 \cdot 1,2 \cdot 1,2}{2} = 51,6 \text{ Н};$$

$$N = 6,24 \cdot 10^3 + 4,16 \cdot 10^3 + 51,6 = 10,45 \cdot 10^3 \text{ Н} = 10,45 \text{ кН}.$$

Задавшись $\varphi = 0,80$ определим требуемую площадь стойки

$$A_{\text{тр}} = \frac{N}{\varphi R_y \gamma_c} = \frac{10,45 \cdot 10^3}{0,80 \cdot 240 \cdot 10^6 \cdot 1,1} = 4,95 \cdot 10^{-5} \text{ м}^2 = 0,495 \text{ см}^2.$$

Принимаем квадратную трубу сечением $50 \times 50 \times 2$ по ГОСТ 30245–2012, для которой $A = 3,74 \text{ см}^2$; $i_x = i_y = 1,95 \text{ см}$, тогда гибкость принятой стойки

$$\lambda = \frac{l_{\text{eff}}}{i_{\text{min}}} = \frac{2,916}{1,95 \cdot 10^{-2}} = 150.$$

По таблице В.2 определим фактическое значение коэффициента $\varphi = 0,276$, тогда, с учётом собственного веса стойки,

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{N + \xi g l_c \gamma_f}{\varphi A} = \frac{10,45 \cdot 10^3 + 0,85 \cdot 2,93 \cdot 9,81 \cdot 2,916 \cdot 1,2}{0,276 \cdot 3,74 \cdot 10^{-4}} = \\ &= 102,1 \cdot 10^6 \text{ Па}, \end{aligned}$$

что меньше $R_y \gamma_c = 240 \cdot 10^6 \cdot 1,1 = 264 \cdot 10^6 \text{ Па}$, следовательно, устойчивость стойки обеспечена. Однако из конструктивных соображений, для организации сопряжений и опираний, принимаем квадратную трубу $100 \times 100 \times 3$.

ПРИЛОЖЕНИЕ А
(справочное)

Нормируемые параметры лестничных маршей

Т а б л и ц а А.1 – Минимальная эвакуационная ширина и наибольший уклон маршей внутренних лестниц

Назначение марша	Минимальная эвакуационная ширина марша, м	Наибольший уклон марша
1 Лестницы, ведущие в надземные этажи в зданиях классов Ф1.2, Ф1.3: а) секционного типа: – двухэтажных – трёхэтажных и более б) коридорного типа	1,05 1,05 1,20	1:1,5 1:1,75 1:1,75
2 В зданиях классов Ф1.1, Ф3.4 и Ф4.1	1,15	1:1,75
3 Лестницы, ведущие в подвальные и цокольные этажи, а также внутриквартирные лестницы	0,90	1:1,25
4 Лестницы в зданиях класса Ф5: – при ширине проступи 0,3 м – для подвальных и цокольных этажей при ширине проступи 0,26 м – открытые для прохода к одиночным рабочим местам – для эвакуации не более 50 чел. – для осмотра оборудования (при высоте подъёма не более 10 м) – в общем случае (при отсутствии стен лестничных клеток)	1,0 0,90 0,70 0,90 0,60 1,0	1:2 1:1,5 1:1 1:1,5 Вертикальные 1:1
5 Лестницы, не предназначенные для эвакуации людей и ведущие в подвальные, цокольные этажи или на чердак	0,70	1:1,5
6 Лестницы трибун в зданиях классов Ф2.3: – в общем случае – при установке вдоль путей эвакуации поручней	1,35 1,35	1:1,6 1:1,4
7 Лестницы в зданиях всех классов, если они ведут в помещения с одновременным пребыванием не более 5 чел.	0,90	1:1,5
8 Лестницы в зданиях классов Ф1, Ф2, Ф3, Ф4 (с учётом предыдущих позиций настоящей таблицы): – при одновременном пребывании хотя бы на одном из этажей 200 и более чел. – в общих случаях	1,35 1,20	1:1,75 1:1,75
<i>Примечания</i>		
1 Ширину марша следует определять расстоянием между ограждениями или между стеной и ограждением.		
2 В зданиях классов Ф1.1 и Ф3.4 ширину лестничных площадок следует увеличить на 0,3 м по сравнению с лестничными маршами.		
3 Допускается ширину маршей открытых лестниц, ведущих на площадки, антресоли и приямки, уменьшать до 0,7 м, уклон маршей увеличивать до 1,5:1, при нерегулярном использовании лестницы – до 2:1; для осмотра оборудования при высоте подъёма до 10 м допускается предусматривать вертикальные одномаршевые лестницы шириной не менее 0,6 м.		

Т а б л и ц а А.2 – **Классы зданий по функциональной пожарной опасности**

<i>Ф1 – здания для постоянного и временного проживания (пребывания) людей</i>	
Ф1.1	Специализированные дома для престарелых и инвалидов (неквартирные), здания стационаров больничных организаций, спальные корпуса учреждений образования
Ф1.2	Гостиницы, общежития, спальные корпуса санаториев и домов отдыха, кемпинги, мотели и пансионаты, оздоровительные лагеря
Ф1.3	Многоквартирные жилые дома
Ф1.4	Одноквартирные, блокированные жилые дома и агроусадьбы.
<i>Ф2 – зрелищные и культурно-просветительные учреждения</i>	
Ф2.1	Театры, кинотеатры, концертные залы, клубы, цирки, спортивные здания с трибунами с расчётным количеством посадочных мест для посетителей в закрытых помещениях
Ф2.2	Музеи, выставки, танцевальные залы и другие подобные учреждения в закрытых помещениях
Ф2.3	Спортивные объекты на открытом воздухе с размещением помещений в подтрибунном пространстве.
<i>Ф3 – здания по обслуживанию населения</i>	
Ф3.1	Предприятия торговли, аптеки
Ф3.2	Предприятия общественного питания
Ф3.3	Вокзалы
Ф3.4	Амбулаторно-поликлинические организации, в том числе фельдшерско-акушерские пункты, ветеринарные лечебницы
Ф3.5	Культовые учреждения
Ф3.6	Физкультурно-оздоровительные комплексы и спортивно-тренировочные учреждения без трибун для зрителей, бани.
<i>Ф4 – здания научных учреждений образования, научных и проектных организаций, учреждений органов управления</i>	
Ф4.1	Учреждения дошкольного образования
Ф4.2	Здания учреждений общего среднего образования, профессионально-технического образования, среднего специального образования, здания учреждений высшего образования и дополнительного образования взрослых;
Ф4.3	Здания учреждений органов управления, проектно-конструкторские организации, здания информационных и редакционно-издательских организаций, здания научных организаций, банки, конторы, офисы.
<i>Ф5 – промышленные предприятия</i>	
Ф5.1	Производственные здания
Ф5.2	Складские здания, гаражи-стоянки для автомобилей (за исключением гаражей-стоянок, расположенных на приусадебных участках зданий класса Ф1.4), книгохранилища, архивы и холодильники
Ф5.3	Здания сельскохозяйственного назначения (животноводческие, звероводческие, птицеводческие, рыбоводческие и т. п.)
Ф5.4	Административные и бытовые здания на территории промышленных предприятий.

ПРИЛОЖЕНИЕ Б
(справочное)

**Характеристические значения функциональных нагрузок,
действующих на лестницы**

Лестницы (с относящимися к ним проходами), примыкающие к помещениям:	Нагрузка, кН/м ²	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Квартиры жилых зданий	3,0	0,7	0,5	0,3
Помещения детских дошкольных учреждений и школ-интернатов				
Помещения учреждений здравоохранения;				
Жилые помещения домов отдыха и пансионатов, общежитий и гостиниц				
Помещения бытового обслуживания (например, парикмахерские, ателье и т. п.)				
Служебные помещения инженерно-технического, административного и научного персонала организаций и учреждений;				
Бытовые помещения (например, гардеробные, душевые, умывальные, уборные) общественных зданий и промышленных предприятий				
Технические этажи; подвальные помещения	4,0	0,7	0,7	0,6
Классные и лекционные помещения учреждений образования				
Читальные залы;				
Обеденные залы (например, в кафе, ресторанах и столовых)				
Помещения театров, кинотеатров, церквей; залы собраний и совещаний				
Залы ожидания на вокзалах				
Музеи; выставочные и экспозиционные залы				
Магазины розничной торговли				
Танцевальные и спортивные залы; сцены				
Участки обслуживания и ремонта оборудования в производственных помещениях				
Концертные залы; трибуны; железнодорожные платформы.				

ПРИЛОЖЕНИЕ В
(справочное)

Справочные коэффициенты

Т а б л и ц а В.1 – Значения частных коэффициентов для воздействий, учитывающих неопределённость расчётной модели и отклонения от заданных размеров, γ_F

Вид нагрузки	Значение коэффициента γ_F
Собственный вес конструкций, изготавливаемых в заводских условиях	1,20
Собственный вес конструкций, изготавливаемых на строительной площадке	1,30
Функциональная нагрузка	1,40
Снеговая нагрузка (при отношении характеристического значения снеговой нагрузки к полной нагрузке на элемент конструкции, включая нагрузку от его собственного веса, более 0,5)	1,50 (1,60)
Ветровая нагрузка	1,50
<p><i>Примечания</i></p> <p>1 Приведённые в таблице значения применяются при сертифицированной системе контроля качества. В общем случае допускается принимать для постоянных нагрузок $\gamma_F = \gamma_G = 1,35$; для переменных – $\gamma_F = \gamma_Q = 1,5$.</p> <p>2 В отдельных случаях значение γ_F допускается разделять на коэффициент γ_f (учитывающий отклонение от репрезентативного значения нагрузки) и коэффициент γ_{sd} (учитывающий погрешность расчётной модели). При этом значение коэффициента γ_{sd} может изменяться от 1,05 до 1,15 ($\gamma_F = \gamma_f \gamma_{sd}$).</p>	

Т а б л и ц а В.2 – Коэффициент ϕ продольного изгиба центрально-сжатых элементов

R_y , МПа	Гибкость λ														
	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140	150	160	170	180	190
200	869	827	782	734	665	599	537	479	425	376	328	290	259	233	210
240	852	805	754	686	612	542	478	419	364	315	276	244	218	196	177
280	836	785	724	641	565	493	427	366	313	272	239	212	189	170	154
<p><i>Примечание</i> – Значения коэффициентов ϕ в таблице увеличены в 1000 раз.</p>															

Т а б л и ц а В.3 – Предельные значения коэффициента ползучести $\varphi_{(50,t_0)}$ для бетона нормального веса ($t = 50$ лет)

Возраст бетона в момент нагружения t_0 , сут			Приведённый размер h_0 , мм			
Цемент классов			100	200	500	1000
<i>L</i>	<i>N</i>	<i>R</i>				
Конструкции, эксплуатируемые в сухих условиях при относительной влажности окружающей среды $RH = 50\%$						
3	1	1	4,2	3,8	3,4	3,1
10	7	3	3,1	2,8	2,5	2,3
32	28	23	2,4	2,2	1,9	1,8
91	91	91	1,9	1,7	1,5	1,4
365	365	365	1,4	1,3	1,1	1,0
Корректирующий коэффициент α_{cs}			0,82	0,79	0,75	0,72
Конструкции, эксплуатируемые во влажных условиях при относительной влажности окружающей среды $RH = 80\%$						
3	1	1	3,0	2,8	2,6	2,5
10	7	3	2,2	2,1	2,0	1,9
32	28	23	1,7	1,6	1,6	1,5
91	91	91	1,4	1,3	1,2	1,2
365	365	365	1,0	0,9	0,9	0,8
Корректирующий коэффициент α_{cs}			0,71	0,68	0,66	0,64
<i>Примечания</i>						
1 <i>L</i> , <i>N</i> и <i>R</i> – медленнотвердеющий, нормально твердеющий и быстротвердеющий цемент соответственно.						
2 h_0 – приведённый размер элемента: $h_0 = 2A_c/u$, где A_c – площадь поперечного сечения; u – открытый периметр сечения, контактирующий с окружающей средой.						

ПРИЛОЖЕНИЕ Г
(справочное)

Характеристики бетона и арматуры

Т а б л и ц а Г.1 – Классы среды по условиям эксплуатации конструкций, минимальные классы бетона по прочности на сжатие, минимально допустимая толщина защитного слоя бетона $C_{min,dur}$ для арматуры и предельно допустимые значения ширины раскрытия трещин W_{lim} в железобетонных элементах лестниц

Примеры для идентификации классов среды	Класс среды по условиям эксплуатации	Минимальный класс бетона	Мин. размер защитного слоя $C_{min,dur}$, мм	Максимальная ширина раскрытия трещин W_{lim} , мм
Лестницы, расположенные во внутренних помещениях с крайне низкой влажностью воздуха ($RH = 40\%$ и менее)	XC0	C 12/15	10	0,4
Лестницы, расположенные во внутренних помещениях с низкой влажностью воздуха (до $RH = 60\%$)	XC1	C 20/25	15	
Лестницы, расположенные во внутренних помещениях с высокой влажностью ($RH \geq 80\%$)	XC3	C 30/37	25	0,3
Лестницы, к которым часто или постоянно поступает наружный воздух (например, в открытых павильонах, сельскохозяйственных постройках, хлевах и т. д.)				
Внешние лестницы, непосредственно орошаемые водой	XC4			

Т а б л и ц а Г.2 – Прочностные и деформационные характеристики бетонов

Характеристики, единицы измерения	Класс бетона по прочности на сжатие						
	C 12/15	C 16/20	C 20/25	C 25/30	C 30/37	C 35/45	C 40/50
f_{ck} , МПа	12	16	20	25	30	35	40
$f_{c,cube}^G$, МПа	15	20	25	30	37	45	50
f_{cm} , МПа	20	24	28	33	38	43	48
f_{ctm} , МПа	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5
f_{ctk} , МПа	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5
E_{cm} , ГПа S1(П1), S2(П2)	27	31	32	35	37	38	39
E_{cm} , ГПа S3(П3) – S5(П5)	24	28	29	32	33	35	37

Примечание – При нормировании модуля упругости бетона, перед скобками указан класс бетонной смеси по консистенции, в скобках – марка по удобоукладываемости.

Т а б л и ц а Г.3 – **Характеристики ненапрягаемой арматуры**

Класс арматуры	Номинальный диаметр, мм	Вид поверхности	Предел текучести f_{yk} , МПа	Расчётное значение прочности f_{yd} , МПа	Расчётное сопротивление поперечной арматуры f_{ywd} , МПа
S240	6–40	Гладкая	240	209	192
S500	4–40	Периодического профиля	500	435	400

Примечание – Расчётная прочность арматуры f_{yd} определяется путём деления характеристического значения физического предела текучести f_{yk} на частный коэффициент $\gamma_s = 1,15$. Расчётная прочность поперечной арматуры – умножением на частный коэффициент 0,8.

Т а б л и ц а Г.4 – **Сортамент ненапрягаемой арматуры, согласно СТБ [6]**

Ø, мм	Расчётная площадь поперечного сечения, см ² , при числе стержней									Масса, кг/м	Класс арматуры	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		S240	S500
4	0,126	0,252	0,378	0,504	0,630	0,756	0,882	1,008	1,134	0,099	–	+
5	0,196	0,392	0,588	0,784	0,980	1,176	1,372	1,568	1,764	0,154	–	+
5,5	0,238	0,476	0,714	0,952	1,190	1,428	1,666	1,904	2,142	0,187	–	+
6	0,283	0,566	0,849	1,132	1,415	1,698	1,981	2,264	2,547	0,222	+	+
8	0,503	1,006	1,509	2,012	2,515	3,018	3,521	4,024	4,527	0,395	+	+
10	0,785	1,570	2,355	3,140	3,925	4,710	5,495	6,280	7,065	0,617	+	+
12	1,130	2,260	3,390	4,520	5,650	6,780	7,910	9,040	10,17	0,888	+	+
14	1,540	3,080	4,620	6,160	7,700	9,240	10,78	12,32	13,86	1,210	+	+
16	2,010	4,020	6,030	8,040	10,05	12,06	14,07	16,08	18,09	1,580	+	+
20	3,140	6,280	9,420	12,56	15,70	18,84	21,98	25,12	28,26	2,470	+	+
25	4,910	9,820	14,73	19,64	24,55	29,46	34,37	39,28	44,19	3,850	+	+
28	6,160	12,32	18,48	24,64	30,80	36,96	43,12	49,28	55,44	4,830	+	+
32	8,040	16,08	24,12	32,16	40,20	48,24	56,28	64,32	72,36	6,310	+	+
40	12,57	25,14	37,71	50,28	62,85	75,42	87,99	100,6	113,1	9,860	+	+

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

- 1 **СН 2.01.01–2019.** Основы проектирования строительных конструкций. – Введ. 16.12.2019. – Минск : Минстройархитектуры, 2020. – 83 с.
- 2 **СН 2.01.02–2019.** Воздействия на конструкции. Общие воздействия. Объёмный вес, собственный вес, функциональные нагрузки для зданий. – Введ. 16.12.2019. – Минск : Минстройархитектуры, 2020. – 33 с.
- 3 **СН 2.02.05–2020.** Пожарная безопасность зданий и сооружений. – Введ. 12.09.2020. – Минск : Минстройархитектуры, 2020. – 65 с.
- 4 **СНиП II-23–81*.** Стальные конструкции. – Введ. 01.01.1982. – М. : ЦИТП Госстроя СССР, 1990. – 96 с.
- 5 **СП 5.03.01–2020.** Бетонные и железобетонные конструкции. – Введ. 16.09.2020. – Минск : Минстройархитектуры, 2020. – 236 с.
- 6 **СТБ 1704–2012.** Арматура ненапрягаемая для железобетонных конструкций. – Взамен СТБ 1704–2006 ; введ. 20.04.2012. – Минск : Госстандарт, 2013. – 16 с.
- 7 **СТБ 1706–2006*.** Арматура напрягаемая для железобетонных конструкций. – Введ. 18.12.2006. – Минск : Госстандарт, 2015. – 12 с.
- 8 **Бондаренко, В. М.** Примеры расчёта железобетонных и каменных конструкций : учеб. пособие / В. М. Бондаренко, В. И. Римшин. – М. : Высш. шк., 2006. – 504 с.
- 9 Расчёт и конструирование частей жилых и общественных зданий. Справочник проектировщика / П. Ф. Вахненко [и др.] ; под ред. П. Ф. Вахненко. – Киев : Будівельник, 1987. – 424 с.
- 10 **Линович, Л. Е.** Расчёт и конструирование частей гражданских зданий / Л. Е. Линович. – Киев : Будівельник, 1972. – 664 с.
- 11 **Малахова, А. Н.** Проектирование железобетонных и металлических лестниц : учеб. пособие / А. Н. Малахова, Д. В. Морозова. – М. : Издательство Ассоциации строительных ВУЗов, 2011. – 168 с.
- 12 **Мандриков, А. П.** Примеры расчёта железобетонных конструкций : учеб. пособие / А. П. Мандриков. – М. : Стройиздат, 1979. – 419 с.
- 13 **Прасол, В. Д.** Проектирование рабочей площадки : учеб.-метод. пособие / В. Д. Прасол, А. В. Степанова. – Гомель : БелГУТ, 2012. – 54 с.
- 14 **Тюкавкина, И. Л.** Проектирование лестниц в жилых и общественных зданиях : учеб. пособие / И. Л. Тюкавкина. – Хабаровск : Тихоокеан. гос. ун-т, 2012. – 68 с.

Учебное издание

МАРКОВА Марина Владимировна

Проектирование лестниц

Пособие

Редактор *Я. В. Войтеховская*

Технический редактор *В. Н. Кучерова*

Компьютерный набор и верстка *М. В. Марковой*

Подписано в печать 15.04.2021 г. Формат 60×84¹/₁₆.
Бумага офсетная. Гарнитура Times. Печать на ризографе.
Усл. печ. л. 4,19 + 1 вкл. Уч.-изд. л. 4,11. Тираж 100 экз.
Зак. № 1121. Изд. № 7

Издатель и полиграфическое исполнение:

Белорусский государственный университет транспорта.
Свидетельство о государственной регистрации издателя,
изготовителя, распространителя печатных изданий

№ 1/361 от 13.06.2014.

№ 2/104 от 01.04.2014.

№ 3/1583 от 14.11.2017.

Ул. Кирова, 34, 246653, г. Гомель

МИНИСТЕРСТВО ТРАНСПОРТА И КОММУНИКАЦИЙ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ

**УЧРЕЖДЕНИЕ ОБРАЗОВАНИЯ
«БЕЛОРУССКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ ТРАНСПОРТА»**

Кафедра «Строительные технологии и конструкции»

М. В. МАРКОВА

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЛЕСТНИЦ

Пособие

Гомель 2021