

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ БЮДЖЕТНОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ
ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
«КАЗАНСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ АРХИТЕКТУРНО-СТРОИТЕЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»
(КазГАСУ)

Кафедра железобетонных и каменных конструкций

РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ЛЕСТНИЦ

Методические указания

к практическим занятиям по дисциплинам

“Строительные конструкции”

“Железобетонные конструкции”

Для студентов по направлению подготовки 08.03.01 "Строительство"

КАЗАНЬ 2015 г.

Составитель: К.А. Фабричная.

УДК 624.012

Расчет и конструирование лестниц. Методические указания к практическим занятиям по дисциплине “Строительные конструкции” для студентов по направлению подготовки 08.03.01 “Строительство”/ Казанский государственный архитектурно-строительный университет; Составитель К.А. Фабричная.

Казань, 2015. – 26 с.

Методические указания содержат рекомендации и численные примеры по расчёту лестничных маршей и площадок. Методические указания предназначены для выполнения практических занятий по дисциплинам “Строительные конструкции” и “Железобетонные конструкции” для направления подготовки “Строительство”, а также могут быть использованы при выполнении ВКР.

Рассмотрена и утверждена на заседании кафедры железобетонных и каменных конструкций КГАСУ (протокол № ___ от “__” _____ 2015г.)

Илл. 7; табл. 6.

©Фабричная К.А., 2015.

© Казанский государственный архитектурно-строительный университет, 2015

1. Введение. Основные положения расчета и конструирования лестниц из железобетонных конструкций.

По конструктивному решению железобетонные лестницы можно условно разделить на следующие типы:

лестницы из мелкогабаритных железобетонных элементов (по металлическим косоурам);

лестницы из крупногабаритных железобетонных элементов

монолитные

сборно-монолитные.

Рассмотрим вопросы расчета и конструирования лестниц второго типа. Они могут компоноваться из балочных площадочных плит (ЛПФ) и маршей (ЛМФ) или из маршей с полуплощадками (ЛМП), рис. 1.

Лестницы выпускались по указаниям серий:

Серия 1.020-1 Выпуск 7-1. Лестницы железобетонные. Опалубочные чертежи и армирование. Пространственные каркасы. Арматурные изделия. Рабочие чертежи

Серия 1.251.1-4 Выпуск 1 «Лестничные марши для общественных зданий. Лестничные марши для высот этажей 3,3; 3,6 и 4,2 м, шириной 120, 135, 150 и 165 см ребристой конструкции с фризными ступенями.

Серия 1.050.1-2 Сборные железобетонные марши, площадки и проступи для многоэтажных общественных зданий, производственных и вспомогательных зданий промышленных предприятий. Выпуск 1. Рабочие чертежи. Лестницы жб серии.

Проектирование и изготовление ведется по указаниям ГОСТ 9818-2015 Марши и площадки лестниц железобетонные. Общие технические условия

Элементы проектируются из средней плотности или тяжелого бетона, при условии агрессивной среды, дополнительно устанавливается марка по W.

Рабочая арматура каркасов класса А400 и А500. Конструктивная арматура и сетки из проволоки класса В500. Для монтажных петель используется гладкая арматура класса А240.

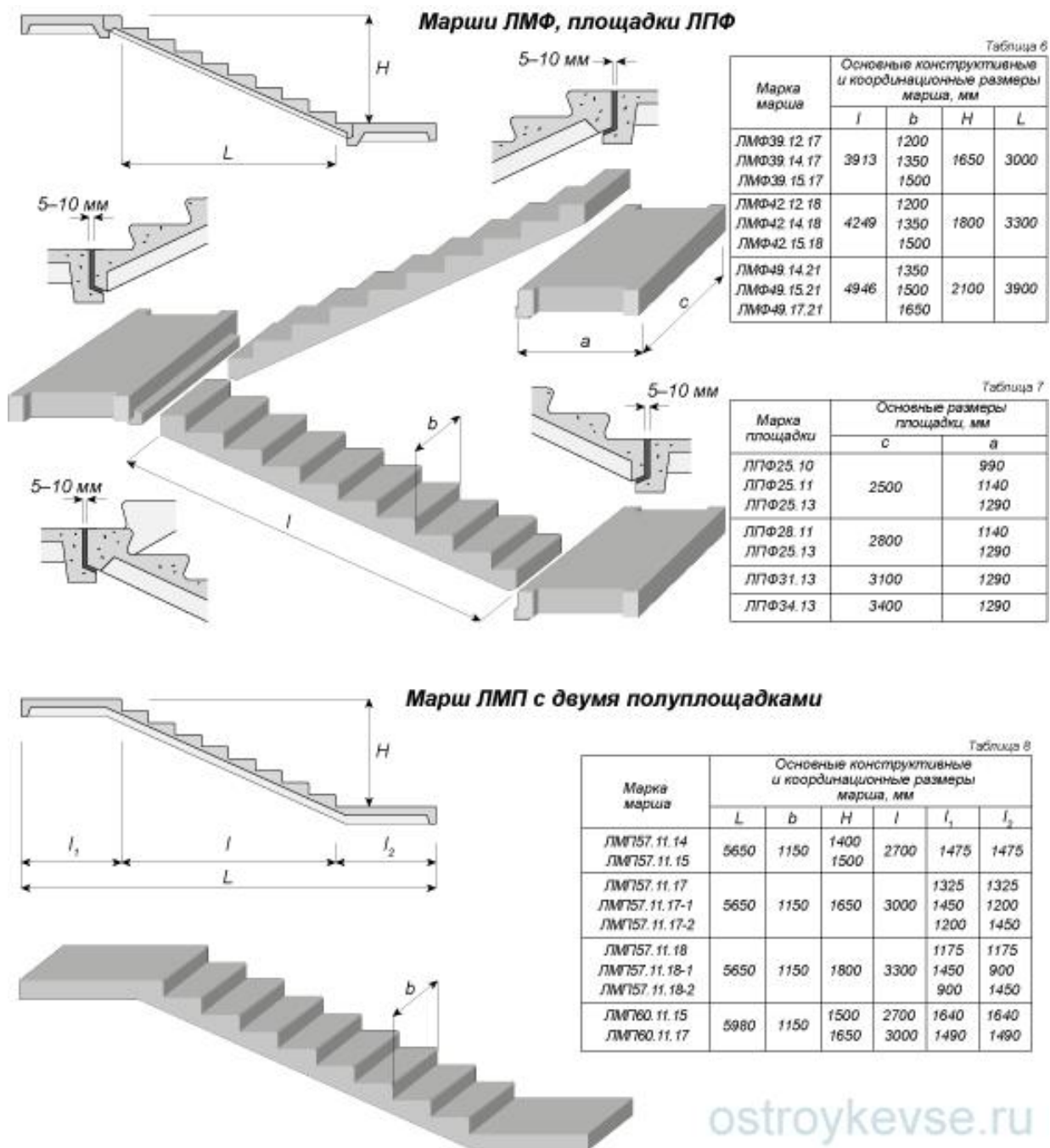


Рис. 1 Общий вид и основные характеристики сборных железобетонных элементов лестниц.

Нагрузки на лестницы принимаются согласно п 12 табл. 8.3 СП Нагрузки и воздействия[1], с нормативными значениями 3,0; 4,0; и 5,0 кПа.

Поперечные сечения маршей и площадок могут быть прямоугольными (плоскими) или ребристыми.

асчеты элементов лестниц выполняются по 1 группе предельных состояний. Расчет монтажных петель выполняется по указаниям СП "Железобетонные конструкции".

2. Расчет сборного железобетонного марша (типа ЛМФ)

Исходные данные для расчета (таблица 1):

- Ширина марша, 1,35 м,
- Высота этажа, 3,0 м,
- Ступени 150х300 мм, уклон 30 °
- Класс бетона В20, $R_b = 19,5 \text{ МПа}$, $R_{bt} = 1,3 \text{ МПа}$
- Класс напрягаемой арматуры А400, $R_s = 355 \text{ МПа}$,
- Сетки из арматуры В 500 , $R_s = 355 \text{ МПа}$, $R_{sw} = 300 \text{ МПа}$
- Временная нагрузка 3.0 кН/м²

Справочные характеристики материалов, см. приложение 1

Шаг 1. Определение действующих нагрузок

Для расчета по несущей способности определяется величина расчетной нагрузки, которая равна произведению нормативной нагрузки на коэффициент надежности по нагрузке.

При определении нормативных и расчетных значений нагрузок необходимо руководствоваться указаниями СП “Нагрузки и воздействия”[1].

Постоянная нагрузка, действующая на марш, складывается из нагрузки от его собственного веса и веса облицовки ступеней (при наличии). Справочный нормативный вес маршей лестниц гражданских зданий составляет 3.5 кН/м². При отсутствии отделки расчетная нагрузка составит $3.5 \cdot 1,1 = 3,85 \text{ кН/м}^2$

Временная нагрузка, действующая на марш $3.0 \cdot 1,2 = 3,6 \text{ кН/м}^2$

Полное значение нагрузки $3,85 + 3,6 = 7,45 \text{ кН/м}^2$

Расчётная нагрузка на 1 погонный метр длины при ширине марша B определяется по формуле:

$$q = q^p \cdot B = 7,45 \times 1,35 = 10,06 \text{ кН/м}, \quad (1.1)$$

где q^p – полная расчетная нагрузка на 1 м² марша

B – ширина марша (см. рис. 2.1).

Шаг 2. Определение усилий для расчета по 1 группе п.с.

Усилия от расчётных нагрузок (изгибающие моменты и поперечные силы) определяются как для свободно опертой балки на двух опорах (рис.2.1) с учетом угла наклона по формулам:

$$M = \frac{q \times l_0^2}{8 \times \cos a} = \frac{10.06 \times 3,00^2}{8 \times 0.867} = 13.05 ;$$

$$Q = \frac{q \times l_0}{2 \times \cos a} = \frac{10,06 \times 3,0}{2 \times 0,867} = 17,4 \text{ кН.}, \quad (1.2)$$

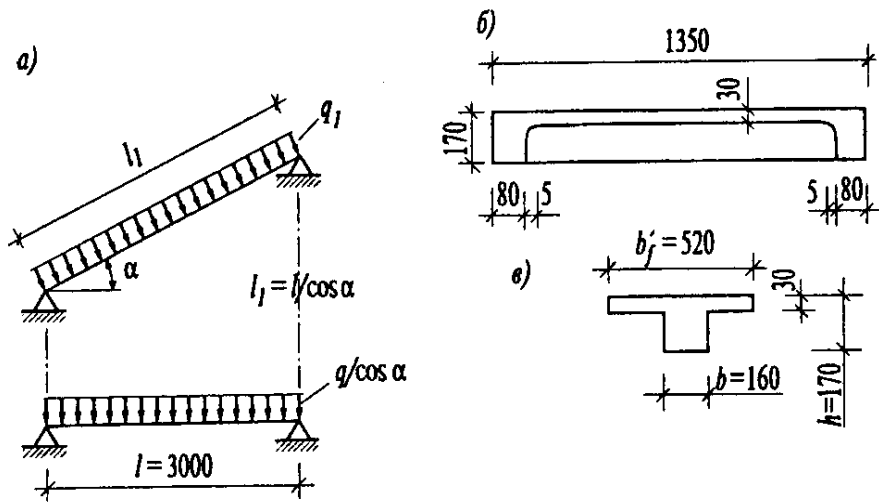


Рис.2 Расчетная схема, реальное и приведенное поперечные сечения.

Шаг 3. Определения параметров приведенного сечения

Расчетное сечение марша (приведенное) – тавровое с полкой в сжатой зоне, геометрические размеры приведенного сечения см. рис.2. Рабочая арматура располагается в растянутой зоне сечения.

Высота h принимается по серии 170 мм, ширина продольного ребра b_p 80 мм, толщина полки без учета ступеней h_f' - 30мм, свесы полки сечения при отсутствии поперечных ребер определяем из условий:

- не более половины расстояния в свету между ребрами $(1350 - 2 \times 80) / 2 = 595$ мм;

- не более $1/6$ пролета, т.е. $3000 / 6 = 500$ мм;

- не более $6 \times h_f' = 30 \times 6 = 180$ мм

Принимаем наименьшее из полученных значений, тогда ширина полки составит: $b_{f,p} = 180 \times 2 + 160 = 520$ мм.

Расстояние до центра тяжести пакета растянутой арматуры от нижней грани элемента - a – примем 35 мм, тогда рабочая высота сечения составит:

$$h_o = h - a = 170 - 35 = 145 \text{ мм.} \quad (1.3)$$

Шаг 4. Определение площади рабочей арматуры в ребре марша.

Расчет проводится для таврового сечения (приведенного).

Определим расчетный случай таврового сечения, для чего определим момент, воспринимаемый полкой плиты по формуле [6]:

$$M_f = R_b b_f' h_f' (h_o - 0,5 h_f') = 11,5 \times 0,9 \times 520 \times 30 \times (145 - 0,5 \times 30) = 20989800 \text{ Н}\cdot\text{мм} = 20,98 \text{ кНм} \quad (1.4)$$

Т.к. $M_f = 20,98 \text{ кН}\cdot\text{м} \geq M = 13,05 \text{ кН}\cdot\text{м}$, то нейтральная ось находится в полке (первый случай расчета), в обратном случае - сжатая зона в ребре (2 случай).

4.17 Определение площади рабочей арматуры 1 случай расчета:

Согласно [3] сечение считаем как прямоугольное, шириной $b = b_f' = 520 \text{ мм}$.

Вычисляем значение a_m :

$$a_m = \frac{M}{R_b b h_o^2} = \frac{13,05 * 10^6}{11,5 \times 0,9 \times 520 \times 145^2} = 0,11 \quad (1.5)$$

Определим, требуется ли сжатая ненапрягаемая арматура по расчету, проверив условие:

$$a_m = 0,116 < a_R = 0,39 \quad (1.6)$$

Условие выполняется - сжатая ненапрягаемая арматура по расчету не требуется.

Определим величину ξ :

$$x = (1 - \sqrt{1 - 2a_m}) = (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,11}) = 0,116 \quad (1.7)$$

Площадь требуемого сечения рабочей арматуры (мм^2) в растянутой зоне определим по формуле:

$$A_s = \frac{R_b b h_o x}{R_s} = \frac{11,5 \times 0,9 \times 520 \times 145 \times 0,116}{350} = 260,86 \quad (1.8)$$

Принимаем 2 \varnothing 14 А400 с $A_{s \text{ факт}} = 308,0 \text{ мм}^2$ для плоских каркасов двух продольных ребер марша.

2 случай.

При невыполнении условия $M_f \geq M$, площадь сечения растянутой арматуры определяется согласно [3] или согласно блок-схеме 3.1 [6].

Значение a_m вычисляется по формуле:

$$a_m = \frac{M - R_b (b_f' - b) h_f' (h_o - 0,5 h_f')}{R_b b h_o^2} \quad (1.9)$$

Затем определяем по формуле (1.16) величину x и площадь сечения напрягаемой арматуры в растянутой зоне по формуле:

$$A_s = \frac{[x b h_0 + (b'_f - b) h'_f] R_b}{R_s}. \quad (1.10)$$

Шаг 5. Расчёт прочности плиты по сечению, наклонному к продольной оси.

Проверим сечение плиты из условия обеспечения прочности наклонной полосы бетона между трещинами:

$$Q_{max} = 17,4 \text{ кН} \leq j_{b,1} R_b b h_0 = 0,3 * 11,5 * 0,9 * 160 * 145 = 72036 \text{ Н} = 72,04 \quad (1.11)$$

Условие выполняется, следовательно можем продолжить расчет марша, при невыполнении необходимо изменить класс бетона или геометрические размеры сечения.

Определим проекцию наиболее опасного наклонного сечения на продольную ось элемента из условия:

$$c = 2h_0 = 2 * 0,145 = 0,29 \text{ м} \quad (1.12)$$

Определим поперечную силу в нормальном сечении, проходящем на расстоянии c от опоры:

$$Q = Q_{max} - qc = 17,4 - 10,06 * 0,29 = 14,48 \text{ кН} . \quad (1.13)$$

Перерезывающую силу, воспринимаемую бетоном сечения определим как:

$$Q_b = \frac{j_{b2} (1 + j_f + j_n) R_{bt} b h_0^2}{c} = \frac{1,5 (1 + 0,349 + 0) 0,9 * 0,9 * 160 * 145^2}{290} = 19005 \text{ Н} = 19,05 \text{ кН} . \quad (1.14)$$

где

j_{b2} - коэффициент, зависящий от вида бетона, принимаем равным 1,5

j_f - коэффициент учитывающий работу свесов полки таврового сечения принимается из условия (значение не более чем 0,5):

$$j_f = 0,75 \frac{(b'_f - b) h'_f}{b h_0} = 0,75 \frac{(520 - 160) 30}{160 * 145} = 0,349 \quad (1.15)$$

j_n - коэффициент учитывающий влияние продольных сил, принимается равным 0.

Проверку прочности плиты по сечениям, наклонным к продольной оси производим из условия:

$$Q = 14,48 \leq Q_b = 19,05 \quad (1.16)$$

При соблюдении условия $Q < Q_b$ поперечная арматура устанавливается без расчета, конструктивно согласно [3] Примем $\varnothing 4$ В500 с площадью сечения $12,6 \text{ мм}^2$, с шагом на приопорных участках длиной $(1/4) \cdot l_o = 865 \text{ мм}$ $s_1 = h_0 / 2 = 175 / 2 = 87,5 \approx 85 \text{ мм}$, а в средней части пролёта, с шагом $s_2 = (3/4) \cdot h_0 = (3/4) \times 400 = 108,75 \text{ мм} \approx 105 \text{ мм}$.

Если условие не удовлетворяется, то арматура (хомуты) устанавливается по расчету.

Определим часть перерезывающей силы, которую необходимо воспринять арматурой из условия:

$$Q_{sw} \geq Q - Q_b \quad (1.17)$$

Вычислим усилие, не менее которого необходимо воспринимать поперечными стержнями на единицу длины ребра по формуле:

$$q_{sw} = \frac{Q_{sw}}{2c} \quad (1.18)$$

Далее найдем требуемую площадь сечения стержня поперечной арматуры по формуле:

$$A_{sw} = \frac{q_{sw} \times s}{n \times R_{sw}} \quad (1.19)$$

где n – число срезов (количество стержней в поперечном сечении),

R_{sw} – расчетное сопротивление поперечной арматуры срезу, определяемое по табл. 2 Приложения 1;

s - шаг поперечных стержней, согласно [3] принимается не более $0,5 h_0$, и не более 300 мм .

Шаг 6 Расчет полки марша на местный изгиб:

При расчете полки на местный изгиб она рассматривается как частично защемленная балочная плита шириной 1 м , с высотой, равной толщине полки, рис. 4.5. Плиту армируют сетками из арматуры В500, диаметром $3 - 6 \text{ мм}$ с ячейкой от 100 до 300 мм .

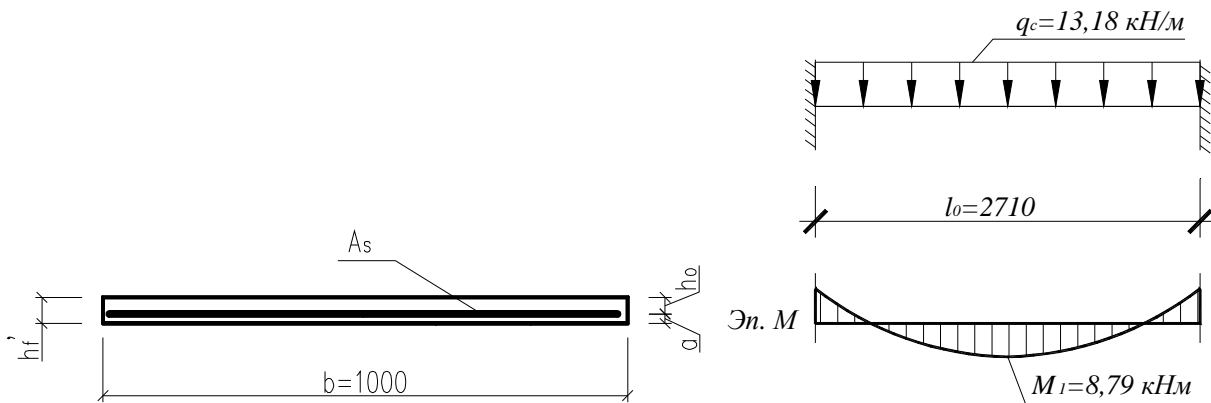


Рис. 3. Приведенное сечение полки марша, расчетная схема и эпюра момента

Расчетную нагрузку на 1 п. м. полки за вычетом нагрузки от ребер определим по формуле:

$$q_c = q_{\text{полн.}}^p - (h - h'_f) \times b \times r \times \gamma_f = 10,06 - (0,17 - 0,03) \times 1 \times 25 \times 1,1 = 6,21 \text{ кН/м} \quad (1.20)$$

Расчетный пролет $l_0 = b'_f - b = 1,35 - 0,16 = 1,19 \text{ м}$ – расстояние в свету между поперечными ребрами.

Расчетное значение момента в пролете в балочной плите может быть определено по формуле:

$$M_1 = \frac{q_c l_0^2}{11} = \frac{6,21 \times 1,19^2}{11} = 0,8 \text{ кНм}, \quad (1.21)$$

По моменту как для элемента прямоугольного профиля подбирается арматура сетки, устанавливаемая в полке панели, т.е. находится a_m по формуле (1.5), определяется ζ по формуле (1.7) и площадь арматуры по формуле (1.8). Расстояние до центра растянутой арматуры от нижней грани элемента – a , с учетом требуемого защитного слоя бетона - предварительно принимается 15 мм. Рабочая высота сечения полки $h_0 = 30 - 15 = 15 \text{ мм}$.

$$a_m = \frac{0,8 * 10^6}{11,5 \times 0,9 \times 1000 \times 15^2} = 0,343$$

Определим, требуется ли сжатая арматура по расчету, проверив условие:

$$a_m = 0,343 < a_R = 0,376.$$

Т.к. условие выполняется, то продолжим расчет, если нет необходимо увеличить толщину полки или изменить класс бетона, так как установка сжатой и растянутой арматуры (сетка в 2 ряда) конструктивно невозможна.

$$x = (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,343}) = 0,44$$

$$A_s = \frac{11,5 \times 0,9 \times 1000 \times 15 \times 0,44}{415} = 164,82 \text{ мм}^2$$

Подбор арматуры. Т.к. установка с учетом конструктивных требований установка более 10 стержней невозможна, узнаем необходимую минимальную площадь одного стержня: $164,82/10 = 16,82 \text{ мм}^2$, т.е. $\varnothing \geq 5 \text{ мм}$.

Принимаем 10 стержней $\varnothing 5 \text{ В500}$, с площадью $A_s=196,0 \text{ мм}^2$, что больше требуемой, с шагом 100 мм.

Общий вид армирования марша показан на рис. 4

Шаг 7 Конструирование ступеней.

Полка сечения марша монолитно связана со ступенями, армирование которых выполняется стержнями рабочей арматуры, диаметр которых принимается из расчета на монтажную нагрузку в зависимости от ширины марша, рис. 2.3 и хомутами из арматуры В500, диаметром 4 - 6 мм с шагом 200 мм.

Длина ступеней, м	Диаметр, мм
1—1,4	6
1,5—1,9	7—8
2—2,4	8—10

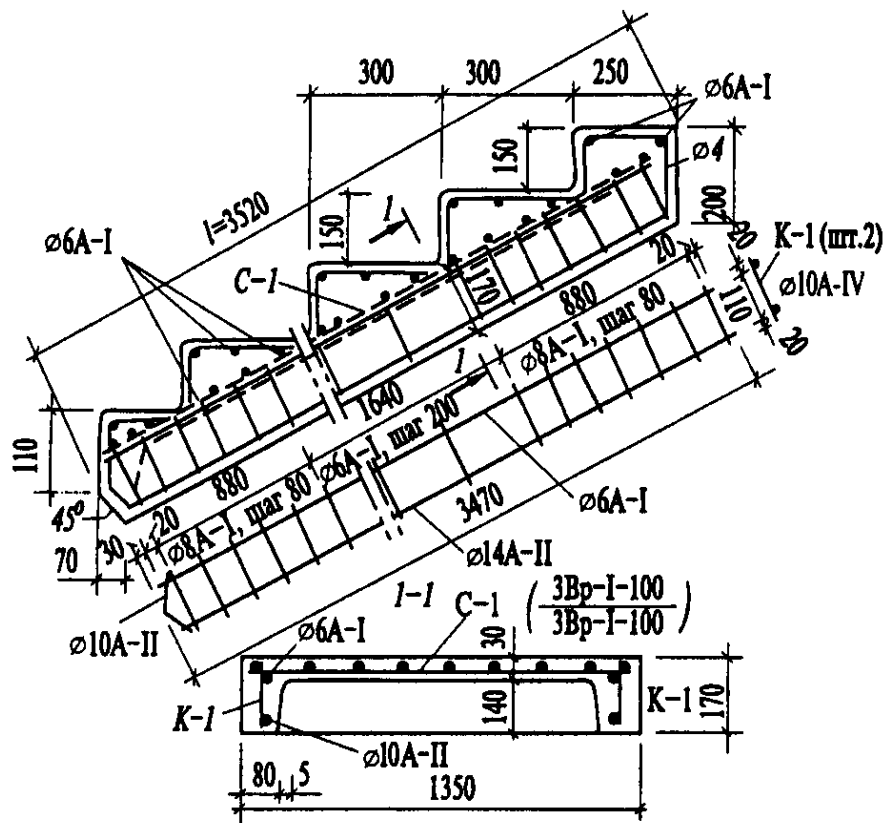


Рис. 4. Пример конструирования марша

Таблица1 Исходные данные для расчета

№№ вари- антов задач	Ширина марша, м	Высота этажа м	Класс бетона	Класс арматур ы	Времен- ная нагрузка кН/м ²	Наличие облицов- ки
1	2	4		5	5	б
1	0,9	2,4	B15	A400	300	нет
2	1,0	2,7	B20	A500	400	да
3	1,15	3,0	B25	A400	500	нет
4	1,2	3,3	B30	A500	300	да
5	1,25	3,6	B15	A400	400	нет
6	1,3	3,9	B20	A500	500	да
7	1,35	4,2	B25	A400	300	нет
8	1,4	4,5	B30	A500	400	да
9	1,45	4,8	B15	A400	500	нет
10	1,5	2,4	B20	A500	300	да
11	1,55	2,7	B25	A400	400	нет
12	1,6	3,0	B30	A500	500	да
13	1,65	3,3	B15	A400	300	нет
14	1,7	3,6	B20	A500	400	да
15	1,75	3,9	B25	A400	500	нет
16	1,8	4,2	B30	A500	300	да
17	0,9	4,5	B15	A400	400	нет
18	1,2	4,8	B20	A500	500	да
19	1,35	2,4	B25	A400	300	нет
20	1,5	2,7	B30	A500	400	да

- Ступени для всех вариантов 150x300 мм, уклон 30 °
- Сетки выполнить из арматуры В 500 , $R_s = 355 \text{ МПа}$, $R_{sw} = 300 \text{ МПа}$

3. Расчет сборной железобетонной площадки (типа ЛМП)

Исходные данные для расчета (таблица 2):

- Ширина плиты, 1,35 м,
- Ширина лестничной клетки в свету, 3,0 м,
- Толщина 60 мм,
- Класс бетона В20, $R_b = 19,5 \text{ МПа}$, $R_{bt} = 1,3 \text{ МПа}$
- Класс арматуры А400, $R_s = 350 \text{ МПа}$,
- Сетки из арматуры В 500, $R_s = 415 \text{ МПа}$, $R_{sw} = 300 \text{ МПа}$
- Временная нагрузка 3.0 кН/м^2

Справочные характеристики материалов, см. приложение 1

Для площадочной плиты отдельно проводится расчет для лобового ребра (на который опираются марши) и пристенного ребра - как для шарнирно опертых балок таврового сечения и расчет полки как частично защемленной балочной плиты, см. рис 5.

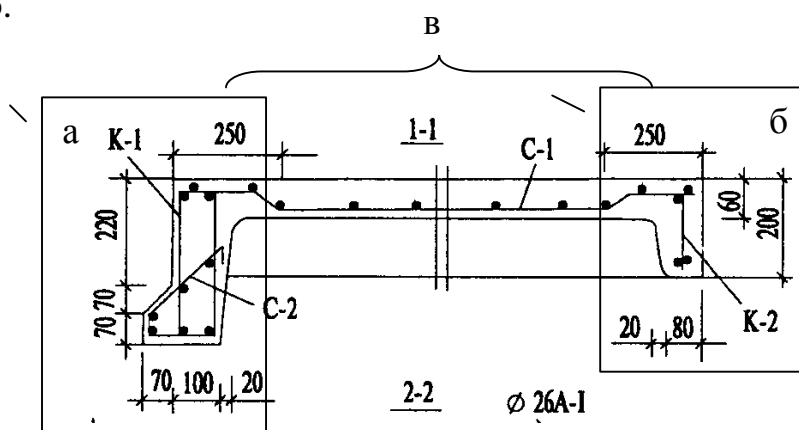


Рис. 5. Геометрические характеристики поперечного сечения площадки
а - лобовое ребро, б - пристенное ребро, в - полка.

Шаг 1. Определение действующих нагрузок

Для расчета по несущей способности определяется величина расчетной нагрузки, которая равна произведению нормативной нагрузки на коэффициент надежности по нагрузке.

При определении нормативных и расчетных значений нагрузок необходимо руководствоваться указаниями СП “Нагрузки и воздействия”[2].

Постоянная нагрузка, действующая на площадку, складывается из нагрузки от ее собственного веса и веса облицовки (при наличии). Так как площадка имеет сложную форму определим объем ее отдельных частей:

Нагрузка от собственной массы принимается по каталогам типовых проектов - справочников в зависимости от выбранного типа, с учетом при приведённой толщины или по вычисленной массе:

$$P = P_{lp} + P_p + P_n = 6,68 + 3,71 + 1,02 = 11,41 \text{ кН} \quad (3.1)$$

где P_{lp} , P_p , P_n – вес соответственно лобового ребра, пристенного ребра, полки, ρ – плотность железобетона, принимаемая равной 25 кН/м^3 .

$$V_n = h'_f \times L_1 \times b'_f = 0,06 \times 3 \times 1,35 = 0,243 \text{ м}^3 \quad (3.2)$$

$$\text{Вес полки составит: } P_n = V_n \times \rho \times \gamma_f = 0,243 \times 25 \times 1,1 = 6,68 \text{ кН} \quad (3.3)$$

ρ – плотность железобетона, принимаемая равной 25 кН/м^3 .

Высоту лобового ребра примем по серии $h = 360$ мм, ширину ребра снизу $b_p = 100$ мм, ширину ребра сверху зная, что уклон ребра составляет 1:10, тогда $b'_p = (h - h'_f) / 10 + b_p = (360 - 60) / 10 + 100 = 130$ мм. Для опирания маршей нижнюю часть увеличим на 70 мм, тогда ширина ребра внизу составит 170 мм. Объем ребра составит:

$$V_{lp} = (b'_p + b_p) / 2 \times L_1 \times (h - h'_f) = (0,13 + 0,17) / 2 \times 3 \times (0,36 - 0,06) = 0,135 \text{ м}^3 \quad (3.4)$$

$$\text{Вес ребра составит: } P_{lp} = V_{lp} \times \rho \times \gamma_f = 0,135 \times 25 \times 1,1 = 3,71 \text{ кН} \quad (3.5)$$

Высоту пристенного ребра примем по серии $h = 200$ мм, ширину ребра снизу $b_p = 80$ мм, ширину ребра сверху зная, что уклон ребра составляет 1:10,

$$\text{тогда } b'_p = (h - h'_f) / 10 + b_p = (200 - 60) / 10 + 80 = 94 \approx 95 \text{ мм.}$$

$$V_p = (b'_p + b_p) / 2 \times L_1 \times (h - h'_f) = (0,08 + 0,095) / 2 \times 3 \times (0,2 - 0,06) = 0,037 \text{ м}^3 \quad (3.4)$$

$$\text{Вес ребра составит: } P_p = V_p \times \rho \times \gamma_f = 0,037 \times 25 \times 1,1 = 1,02 \text{ кН}$$

Временная нагрузка действующая на площадку $3,0 \times 1,2 = 3,6 \text{ кН/м}^2$

Полное значение нагрузки $2,82 + 3,6 = 6,42 \text{ кН/м}^2$

Расчётная нагрузка для полки площадки определяется как:

$$q_n = \frac{P_n}{l_1 \times B} + v = \frac{6,68}{3 \times 1,35} + 3,6 = 5,25 \text{ кН / м.} \quad (3.5)$$

Расчётная нагрузка для пристенного ребра площадки определяется

$$\text{как: } q_p = \frac{P_p}{l_1} + q_n \frac{B}{2} = \frac{1,02}{3} + 5,25 \frac{1,35}{2} = 3,88 \text{ кН / м.}$$

(3.6)

Расчётная нагрузка для пристенного ребра площадки определяется как сумма нагрузки от площадки:

$$q_{пр} = \frac{P_{пр}}{l_1} + q_n \frac{B}{2} = \frac{3,71}{3} + 5,25 \frac{1,35}{2} = 4,77 \text{ кН / м.} \quad (3.7)$$

и опорной реакции маршей лестниц, определяемой с учетом значения формулы 1.2 как:

$$q_m = \frac{Q}{B} = \frac{17,4}{1,35} = 12,89 \text{ кН / м.} \quad (3.8)$$

Итого нагрузка составит: $4,77+12,89=17,66 \text{ кН/м}$

Шаг 2. Определение усилий для расчета по 1 группе п.с.

Полка плиты:

Расчетный пролет определяется как расстояние в свету между ребрами:

$$l_0 = 1,35 - 0,13 - 0,095 = 1,125 \text{ м}$$

Усилия от расчётных нагрузок (изгибающие моменты и поперечные силы) определяются как для как частично защемленной балочной плиты, см. рис 6, из условия:

$$M = \frac{q_n l_0^2}{16} = \frac{5,25 \times 1,125^2}{16} = 0,41 \text{ кНм,} \quad (3.9)$$

Лобовое ребро плиты:

Усилия от расчётных нагрузок (изгибающие моменты и поперечные силы) определяются как для свободно опертой балки на двух опорах (рис.6) с расчетным пролетом 3,2 м, по формулам:

$$M = \frac{q \times l_0^2}{8} = \frac{17,66 \times 3,2^2}{8} = 22,6$$
$$Q = \frac{q \times l_0}{2} = \frac{17,66 \times 3,2}{2} = 28,26 \text{ кН.}, \quad (3.10)$$

Пристенное ребро плиты:

Усилия от расчётных нагрузок (изгибающие моменты и поперечные силы) определяются как для свободно опертой балки на двух опорах (рис.6) с расчетным пролетом 3,2 м, по формулам:

$$M = \frac{q \times l_0^2}{8} = \frac{3,88 \times 3,2^2}{8} = 4,97 ;$$

$$Q = \frac{q_p \times l_0}{2} = \frac{3,88 \times 3,2}{2} = 6,21 \text{ кН.}, \quad (3.11)$$

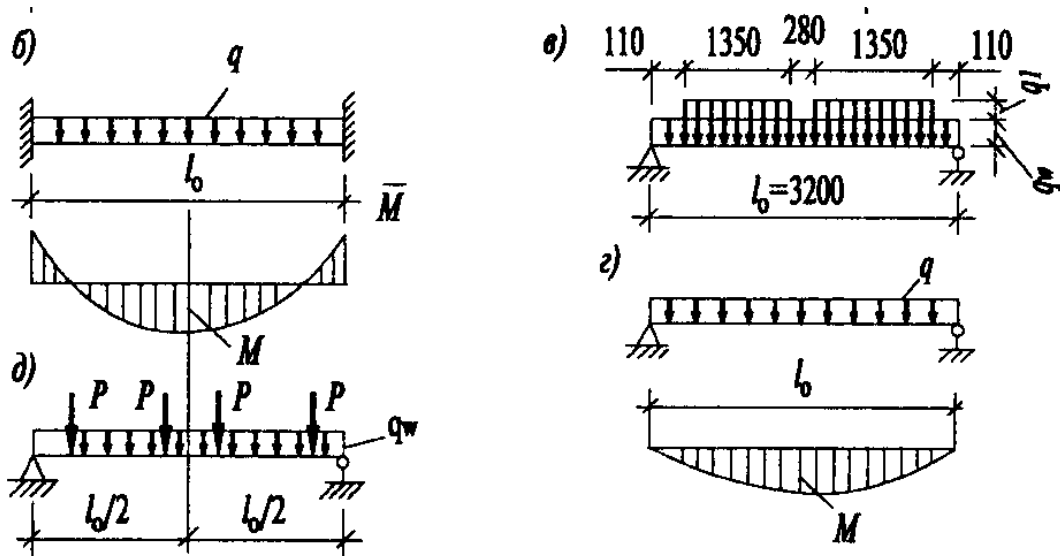


Рис.6. Расчетная схема полки плиты, лобового и пристенного ребер

Шаг 3. Расчет полки площадки на изгиб:

Площадку армируют сетками из арматуры В500, диаметром 3 - 6 мм с ячейкой от 100 до 300 мм. Рассчитываем как элемента прямоугольного профиля.

Расстояние до центра растянутой арматуры от нижней грани элемента – a , с учетом требуемого защитного слоя бетона - предварительно принимается 25 мм.

Рабочая высота сечения полки $h_0 = 60 - 25 = 35$ мм.

$$a_m = \frac{0,41 \cdot 10^6}{11,5 \times 0,9 \times 1000 \times 35^2} = 0,032$$

Определим, требуется ли сжатая арматура по расчету, проверив условие:

$$a_m = 0,032 < a_R = 0,376.$$

Т.к. условие выполняется, то продолжим расчет, если нет необходимо увеличить толщину полки или изменить класс бетона, так как установка сжатой и растянутой арматуры (сетка в 2 ряда) конструктивно невозможна.

$$x = (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,032}) = 0,033$$

$$A_s = \frac{11,5 \times 0,9 \times 1000 \times 35 \times 0,033}{415} = 28,22 \text{ мм}^2$$

Подбор арматуры. Т.к. установка с учетом конструктивных требований установка менее 4 стержней невозможна, примем 4 стержня $\varnothing 3$ В500, с площадью $A_s=28,3 \text{ мм}^2$, что больше требуемой, с шагом 300 мм.

Шаг 4. Определение площади рабочей арматуры в лобовом ребре площади.

Расчет проводится для таврового сечения (приведенного) с полкой в сжатой зоне. Рабочая арматура располагается в растянутой зоне сечения.

Параметры приведенного сечения

Высота h принимается по 360 мм, ширина продольного ребра $b_p=(130+170)/2=150$ мм, толщина полки h_f' - 60мм, свесы полки сечения при отсутствии поперечных ребер определяем из условий:

- не более половины расстояния в свету между ребрами $1125/2=562,5$ мм;
- не более $1/6$ пролета, т.е. $3200/6=566,33$ мм;
- не более $6 \times h_f'=60 \times 6=360$ мм

Принимаем наименьшее из полученных значений, тогда ширина полки составит: $b_{f,p}=360+150=510$ мм.

Расстояние до центра тяжести пакета растянутой арматуры от нижней грани элемента - a – примем 40 мм, тогда рабочая высота сечения составит:

$$h_o = h - a = 360 - 40 = 320 \text{ мм.}$$

Так как ребро монолитно связано с полкой, способствующей восприятию момента от консольного выступа, расчет можно выполнить только на действие изгибающего момента.

Выясним расчетный случай таврового сечения, для чего определим момент, воспринимаемый полкой плиты по формуле [6]:

$$\begin{aligned} M_f &= R_b b_{f,p}' h_f' (h_o - 0,5 h_f') = 11,5 \times 0,9 \times 510 \times 60 \times (320 - 0,5 \times 60) = \\ &= 91845900 \text{ Н}\cdot\text{мм} = 91,84 \text{ кНм} \end{aligned}$$

Т.к. $M_f = 91,84 \text{ кН}\cdot\text{м} \geq M = 22,6 \text{ кН}\cdot\text{м}$, то нейтральная ось находится в полке (первый случай расчета), в обратном случае - сжатая зона в ребре (2 случай).

Определение площади рабочей арматуры 1 случай расчета:

Согласно [3] сечение считаем как прямоугольное, шириной $b = b_f' = 510$ мм.

Вычисляем значение a_m :

$$a_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{22,6 * 10^6}{11,5 * 0,9 * 510 * 320^2} = 0,042$$

Определим, требуется ли сжатая ненапрягаемая арматура по расчету, проверив условие:

$$a_m = 0,042 < a_R = 0,39$$

Условие выполняется - сжатая арматура по расчету не требуется.

Определим величину ξ :

$$x = (1 - \sqrt{1 - 2a_m}) = (1 - \sqrt{1 - 2 * 0,042}) = 0,043 .$$

Площадь требуемого сечения рабочей арматуры ($мм^2$) в растянутой зоне определим по формуле:

$$A_s = \frac{R_b b h_0 x}{R_s} = \frac{11,5 * 0,9 * 510 * 320 * 0,043}{350} = 207,52$$

Принимаем 2 \emptyset 12 А400 с $A_{s \text{ факт}} = 226,0 \text{ мм}^2$, процент армирования составил:

$$m = \frac{A_s}{b * h_0} * 100 = \frac{226}{150 * 320} * 100 = (1 - \sqrt{1 - 2 * 0,042}) = 0,43 \% \quad (3.12)$$

Шаг 5. Расчёт прочности лобового ребра по сечению, наклонному к продольной оси.

Проверим сечение плиты из условия обеспечения прочности наклонной полосы бетона между трещинами:

$$Q_{\max} = 28,6 \text{ кН} \leq j_{b,1} R_b b h_0 = 0,3 * 11,5 * 0,9 * 150 * 320 = 149040 \text{ Н} = 149,0$$

Условие выполняется, следовательно можем продолжить расчет марша, при невыполнении необходимо изменить класс бетона или геометрические размеры сечения.

Определим проекцию наиболее опасного наклонного сечения на продольную ось элемента из условия:

$$c = 2h_0 = 2 * 0,320 = 0,64 \text{ м}$$

Определим поперечную силу в нормальном сечении, проходящем на расстоянии c от опоры:

$$Q = Q_{\max} - qc = 28,6 - 17,66 * 0,64 = 17,3 \text{ кН} .$$

Перерезывающую силу, воспринимаемую бетоном сечения определим как:

$$Q_b = \frac{j_{b2}(1 + j_f + j_n)R_{bt}bh_0^2}{c} = \frac{1,5(1 + 0,337 + 0)0,9 \times 0,9 \times 150 \times 320^2}{640} =$$

$$= 38986,92 \text{ Н} = 38,97 \text{ кН}.$$

где

j_{b2} - коэффициент, зависящий от вида бетона, принимаем равным 1,5

j_f - коэффициент учитывающий работу свесов полки таврового сечения принимается из условия (значение не более чем 0,5):

$$j_f = 0.75 \frac{(b'_f - b)h'_f}{bh_0} = 0.75 \frac{(510 - 150)60}{150 \times 320} = 0.337$$

j_n - коэффициент учитывающий влияние продольных сил, принимается равным 0.

Проверку прочности плиты по сечениям, наклонным к продольной оси производим из условия:

$$Q = 17,3 \leq Q_b = 38,97$$

При соблюдении условия $Q < Q_b$ поперечная арматура устанавливается без расчета, конструктивно согласно [3]

по конструктивным требованиям примем закрытые хомуты из $\varnothing 6$ В500 с площадью стержня $28,3 \text{ мм}^2$, с шагом 150 мм.

Консольный выступ для опирания лестничного марша армируют сеткой из $\varnothing 6$ А240, поперечные стержни которой скрепляют с хомутами каркасов ребра, см. рис. 3.3.

Шаг 6. Определение площади рабочей арматуры в пристенном ребре площадки.

Расчет проводится для таврового сечения (приведенного) с полкой в сжатой зоне. Рабочая арматура располагается в растянутой зоне сечения.

Параметры приведенного сечения

Высота h принимается 200 мм, ширина продольного ребра $b_p = (80+100)/2 = 90$ мм, толщина полки h'_f - 60 мм, свесы полки сечения при отсутствии поперечных ребер определяем из условий:

- не более половины расстояния в свету между ребрами $1125/2 = 562,5$ мм;

- не более $1/6$ пролета, т.е. $3200/6 = 566,33$ мм;

- не более $6 \times h'_f = 60 \times 6 = 360$ мм

Принимаем наименьшее из полученных значений, тогда ширина полки составит: $b_{f,p} = 360 + 90 = 450$ мм.

Расстояние до центра тяжести пакета растянутой арматуры от нижней грани элемента - a – примем 30 мм, тогда рабочая высота сечения составит:

$$h_o = h - a = 200 - 30 = 170 \text{ мм.}$$

Выясним расчетный случай таврового сечения, для чего определим момент, воспринимаемый полкой плиты по формуле [6]:

$$\begin{aligned} M_f &= R_b b_{f,p}' h_f' (h_o - 0,5 h_f') = 11,5 \times 0,9 \times 450 \times 60 \times (170 - 0,5 \times 60) = \\ &= 39123000 \text{ Н}\cdot\text{мм} = 39,12 \text{ кНм} \end{aligned}$$

Т.к. $M_f = 39,12 \text{ кН}\cdot\text{м} \geq M = 4,91 \text{ кН}\cdot\text{м}$, то нейтральная ось находится в полке (первый случай расчета), в обратном случае - сжатая зона в ребре (2 случай).

Определение площади рабочей арматуры 1 случай расчета:

Согласно [3] сечение считаем как прямоугольное, шириной $b = b_f' = 450$ мм.

Вычисляем значение a_m :

$$a_m = \frac{M}{R_b b h_o^2} = \frac{4,91 \cdot 10^6}{11,5 \times 0,9 \times 450 \times 170^2} = 0,036$$

Определим, требуется ли сжатая ненапрягаемая арматура по расчету, проверив условие:

$$a_m = 0,036 < a_R = 0,39$$

Условие выполняется - сжатая арматура по расчету не требуется.

Определим величину ξ :

$$x = (1 - \sqrt{1 - 2a_m}) = (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,039}) = 0,040 .$$

Площадь требуемого сечения рабочей арматуры (мм^2) в растянутой зоне определим по формуле:

$$A_s = \frac{R_b b h_o x}{R_s} = \frac{11,5 \times 0,9 \times 450 \times 170 \times 0,04}{350} = 90,49$$

Принимаем $\varnothing 12$ А400 с $A_{s \text{ факт}} = 113,2 \text{ мм}^2$, процент армирования составил:

$$m = \frac{A_s}{b \times h_o} 100 = \frac{113,1}{450 \times 170} 100 = 0,28\%$$

Шаг 7. Расчёт прочности пристенного ребра по сечению, наклонному к продольной оси.

Проверим сечение из условия обеспечения прочности наклонной полосы бетона между трещинами:

$$Q_{max} = 6,21 \text{ кН} \leq j_{b,1} R_b b h_0 = 0,3 * 11,5 * 0,9 * 90 * 170 = 47506 \text{ Н} = 47,5$$

Условие выполняется, следовательно можем продолжить расчет ребра площадки, при невыполнении необходимо изменить класс бетона или геометрические размеры сечения.

Определим проекцию наиболее опасного наклонного сечения на продольную ось элемента из условия:

$$c = 2h_0 = 2 * 0,170 = 0,34 \text{ м}$$

Определим поперечную силу в нормальном сечении, проходящем на расстоянии c от опоры:

$$Q = Q_{max} - qc = 6,21 - 3,88 * 0,34 = 4,89 \text{ кН} .$$

Перерезывающую силу, воспринимаемую бетоном сечения определим как:

$$Q_b = \frac{j_{b2} (1 + j_f + j_n) R_{bt} b h_0^2}{c} = \frac{1,5 (1 + 0,5 + 0) 0,9 * 0,9 * 90 * 170^2}{340} = 13942,12 \text{ Н} = 13,94 \text{ кН} .$$

где

j_{b2} - коэффициент, зависящий от вида бетона, принимаем равным 1,5

j_f - коэффициент учитывающий работу свесов полки таврового сечения принимается из условия (значение не более чем 0,5):

$$j_f = 0,75 \frac{(b'_f - b) h'_f}{b h_0} = 0,75 \frac{(450 - 90) 60}{90 * 170} = 1,058$$

j_n - коэффициент учитывающий влияние продольных сил, принимается равным 0.

Проверку прочности ребра по сечениям, наклонным к продольной оси производим из условия:

$$Q = 4,89 \leq Q_b = 13,94$$

При соблюдении условия $Q < Q_b$ поперечная арматура устанавливается без расчета, конструктивно согласно [3].

По конструктивным требованиям примем закрытые хомуты из $\varnothing 4$ В500 с площадью сечения $12,6 \text{ мм}^2$, с шагом 150 мм.

Шаг 8. Конструирование площадки, см. рис. 7.

Для армирования продольных и поперечных ребер каркаса используем плоские сварные каркасы. Армирование площадки выполним одной сеткой из диаметра $\varnothing 3$ В500 с ячейкой 300.

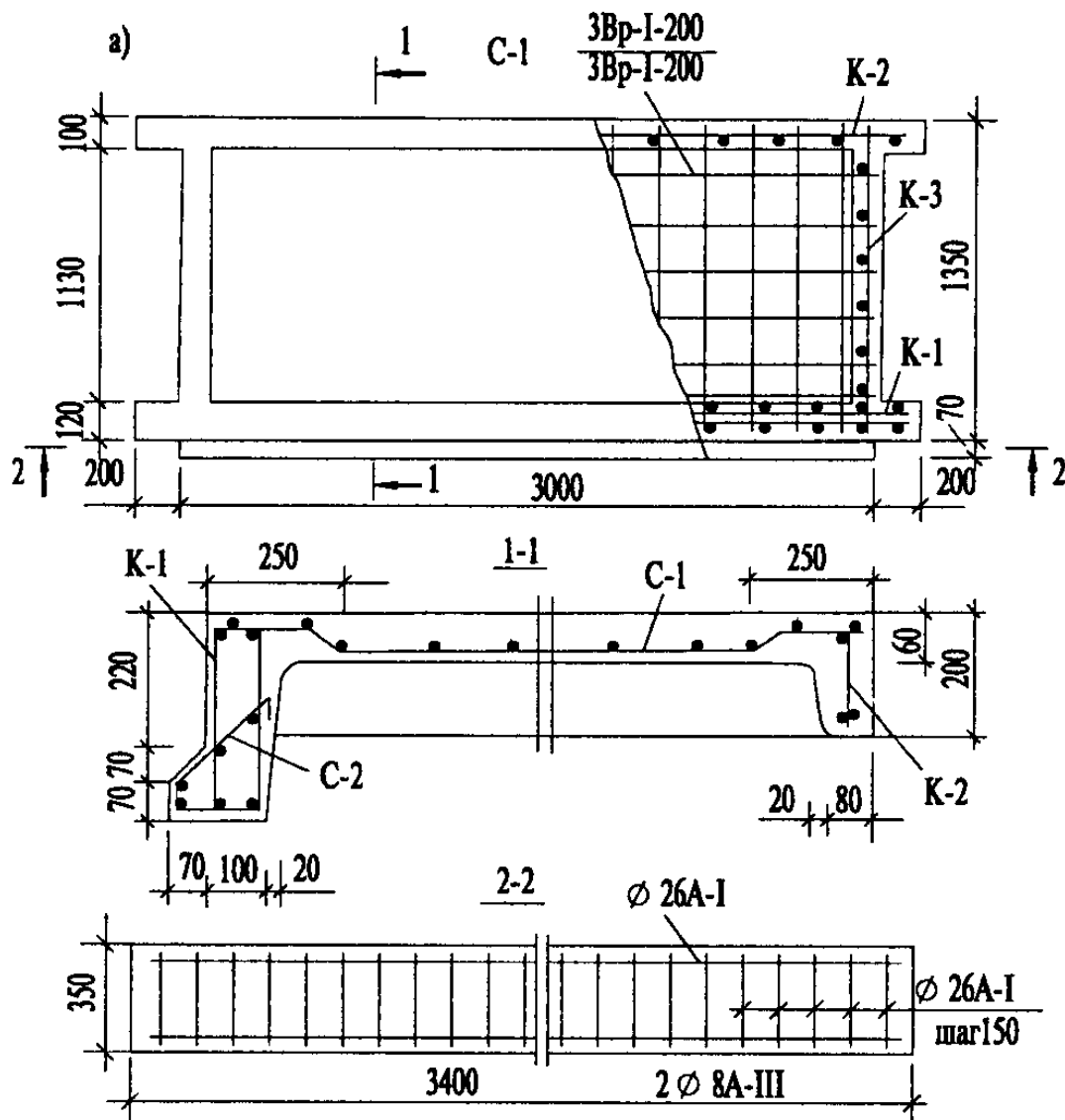


Рис.7. Конструирование площадки

Таблица2 Исходные данные для расчета площадки

№№ вари- антов задач	Ширина пло- щадки, м	Ширина лестничной клетки, м	Толщина плиты площад- ки, м	Класс бетона	Класс арматур ы	Времен- ная нагрузка кН/м ²	Наличие облицов- ки
1	2	4			5	5	6
1	0,9	1,8	35	B15	A400	300	нет
2	1,0	2,1	40	B20	A500	400	да
3	1,15	2,4	45	B25	A400	500	нет
4	1,2	2,7	50	B30	A500	300	да
5	1,25	3,0	55	B15	A400	400	нет
6	1,3	3,3	60	B20	A500	500	да
7	1,35	3,6	65	B25	A400	300	нет
8	1,4	3,9	70	B30	A500	400	да
9	1,45	4,2	75	B15	A400	500	нет
10	1,5	4,5	80	B20	A500	300	да
11	1,55	1,8	35	B25	A400	400	нет
12	1,6	2,1	40	B30	A500	500	да
13	1,65	2,4	45	B15	A400	300	нет
14	1,7	2,7	50	B20	A500	400	да
15	1,75	3,0	55	B25	A400	500	нет
16	1,8	3,3	60	B30	A500	300	да
17	0,9	3,6	65	B15	A400	400	нет
18	1,2	3,9	70	B20	A500	500	да
19	1,35	4,2	75	B25	A400	300	нет
20	1,5	4,5	80	B30	A500	400	да

Список рекомендуемой литературы

1. СП 20.13330.2011 (СНиП 2.01.07-85*) Нагрузки и воздействия. Госстрой России.- М.: ФГУП ЦПП, 2005. – 44 с.
2. СП 63.13330.2012. (СНиП 52-01-2003) Бетонные и железобетонные конструкции. основные положения. «НИИЖБ» Госстроя России. 2013.
3. Соколов Б.С. Никитин Г.П. Седов А.Н. Примеры расчета и конструирования железобетонных конструкций по СП 52-101-2003. Учебное пособие. – Казань: КГАСУ, 2009г. – 96с.
4. А.Н. Малахова. Д.В. Морозова. Проектирование железобетонных и металлических лестниц/Учебное пособие.- М.: АСВ,2011.-168с., ил.

Приложение 1

Таблица 1

Расчетные сопротивления бетона для предельных состояний первой группы.

Вид сопротивления	Расчетные сопротивления бетона для предельных состояний первой группы R_b и R_{bt} , МПа при классе бетона по прочности на сжатие							
	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50
Сжатие осевое, R_b	8,5	11,5	14,5	17,0	19,5	22,0	25,0	27,5
Растяжение осевое, R_{bt}	0,75	0,90	1,05	1,15	1,30	1,40	1,50	1,60

Таблица 2

Расчетные значения сопротивления ненапрягаемой арматуры
для предельных состояний первой группы

Арматура классов	Расчетные значения сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы, МПа		
	растяжению		сжатию, R_{sc}
	продольной, R_s	поперечной (хомутов и отогнутых стержней), R_{sw}	
A240	210	170	210
A400	350	280	350
A500	435	300	435
B500	435	300	415

Таблица 3

Значения коэффициентов ζ_R и α_R в зависимости от класса продольной арматуры

Класс арматуры	A240	A400	A500	B500
Значение ζ_R	0,612	0,531	0,493	0,502
Значение α_R	0,425	0,390	0,372	0,376

Сортамент арматуры

Номин. диаметр стержня, мм	Расчетная площадь поперечного стержня, мм ² , при числе стержней									Теор. масса 1м длины армат., кг	Диаметр арматуры классов	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		A240, A400, A500	B500
3	7,1	14,1	21,2	28,3	35,3	42,4	49,5	56,5	63,6	0,052	-	+
4	12,6	25,1	37,7	50,2	62,8	75,4	87,9	100,5	113	0,092	-	+
5	19,6	39,3	58,9	78,5	98,2	117,8	137,5	157,1	176,7	0,144	-	+
6	28,3	57	85	113	141	170	198	226	254	0,222	+	+
8	50,3	101	151	201	251	302	352	402	453	0,395	+	+
10	78,5	157	236	314	393	471	550	628	707	0,617	+	+
12	113,1	226	339	452	565	679	792	905	1018	0,888	+	+
14	153,9	308	462	616	769	923	1077	1231	1385	1,208	+	-
16	201,1	402	603	804	1005	1206	1407	1608	1810	1,578	+	-
18	254,5	509	763	1018	1272	1527	1781	2036	2290	1,998	+	-
20	314,2	628	942	1256	1571	1885	2199	2513	2828	2,466	+	-
22	380,1	760	1140	1520	1900	2281	2661	3041	3421	2,984	+	-
25	490,9	982	1473	1963	2454	2945	3436	3927	4418	3,84	+	-
28	615,8	1232	1847	2463	3079	3685	4310	4926	5542	4,83	+	-
32	804,3	1609	2413	3217	4021	4826	5630	6434	7238	6,31	+	-
36	1017,9	2036	3054	4072	5089	6107	7125	8143	9161	7,99	+	-
40	1256,6	2513	3770	5027	6283	7540	8796	10053	11310	9,865	+	-

Примечания:

1. Знак "+" означает наличие диаметра в сортаменте для арматуры данного класса.