

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего профессионального образования
«Пензенский государственный университет
архитектуры и строительства»
(ПГУАС)

СБОРНЫЕ ПЛИТЫ ПЕРЕКРЫТИЯ МНОГОЭТАЖНОГО ПРОМЫШЛЕННОГО ЗДАНИЯ

Методические указания
для самостоятельной работы

Под общей редакцией доктора технических наук,
профессора Ю.П. Скачкова

Пенза 2014

УДК 624.12(075.8)

ББК 39я73

С23

*Методические указания подготовлены в рамках проекта
«ПГУАС – региональный центр повышения качества подготовки
высококвалифицированных кадров для строительной отрасли»
(конкурс Министерства образования и науки Российской Федерации –
«Кадры для регионов»)*

Рекомендовано Редсоветом университета

Рецензент – доктор технических наук, профессор,
советник РААСН, И.Т. Мирсяпов

Сборные плиты перекрытия многоэтажного промышленного
здания: метод. указания для самостоятельной работы / Н.Н. Ласьков,
Р.Р. Васильев; под общ. ред. д-ра техн. наук, проф. Ю.П. Скачкова.
– Пенза: ПГУАС, 2014. – 20 с.

Рассматриваются цели и задачи дисциплины “Железобетонные и каменные конструкции”, объём учебного времени, рабочая программа дисциплины. Приведен список учебно-методической и справочно-нормативной литературы.

Направлено на овладение культурой мышления, развитие способностей к обобщению, анализу, восприятию информации, постановке цели и выбору путей ее достижения; способностей выявлять естественнонаучную сущность проблем, возникающих в ходе профессиональной деятельности, привлекать их для решения соответствующий физико-математический аппарат; умение логически верно, аргументированно и ясно строить устную и письменную речь.

Методические указания подготовлены на кафедре «Строительные конструкции» и базовой кафедре ПГУАС при ЗАО «Спецстроймеханизация» и предназначены в помощь слушателям по переподготовке кадров по программе 08.03.01 «Строительство» “Промышленное и гражданское строительство” в самостоятельной работе над учебниками, учебными пособиями и нормативно-справочной литературой при выполнении курсового и дипломного проектов.

© Пензенский государственный университет
архитектуры и строительства, 2014

© Ласьков Н.Н., Васильев Р.Р., 2014

1. ОБЩИЕ МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ ПО ИЗУЧЕНИЮ ДИСЦИПЛИНЫ

Основным методом изучения курса “Железобетонные и каменные конструкции”, является самостоятельная работа студента. Чтобы составить представление об объёме курса, студенту необходимо ознакомиться с содержанием программы, методическими указаниями и списком рекомендуемой литературы.

Приступая к изучению новой темы, следует прочитать по учебнику соответствующий материал, тщательно в нём разобраться, понять предлагаемые формулировки и расчётные формулы.

Для лучшего усвоения изучаемого материала рекомендуется составлять краткий конспект прочитанного, где студент сможет отмечать и все неясные для него вопросы.

После проработки теоретического материала студент приступает к работе над курсовым проектом.

Оформление курсового проекта

Расчётно-пояснительная записка должна быть написана на одной стороне стандартного листа бумаги А4 (210×297) чётким почерком, чернилами без поправок и помарок с обрамляющей линией сверху, снизу и справа на расстоянии 5мм от края, а слева 20мм от края листа. В правом нижнем углу листа размещается штамп в соответствии с требованиями ЕСКД.

В составе расчётно-пояснительной записки кроме необходимых расчётов, схем и рисунков входят листы с содержанием расчётно-пояснительной записки и список используемой литературы.

На обложке расчётно-пояснительной записки указываются: наименование проекта, институт, факультет, кафедра, фамилии и инициалы студента и руководителя проекта, а также шифр задания.

Оформление чертежей на листах формата А3 выполняется в составе с требованиями ЕСКД.

Защита курсового проекта

Студент обязан выполнить курсовой проект и защитить его в сроки, предусмотренные графиком учебного процесса. Защита проекта разрешается после выполнения его в полном объёме, предусмотренном заданием. Защита производится перед комиссией, состоящей из преподавателей кафедры, и заключается в кратком докладе студента по выполненному проекту и ответов его на вопросы.

2. МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ К ВЫПОЛНЕНИЮ КУРСОВОГО ПРОЕКТА СБОРНЫЕ НЕСУЩИЕ КОНСТРУКЦИИ МНОГОЭТАЖНОГО ПРОМЫШЛЕННОГО ЗДАНИЯ

Работу над курсовым проектом следует начинать с изучения здания, исходных данных и рекомендуемой литературы.

Состав задания на выполнение курсового проекта

Для выполнения курсового проекта каждому студенту преподаватель выдаёт шифр задания. На основании шифра студент по таблице 1 определяет необходимые исходные данные для разработки курсового проекта.

Состав и объём курсового проекта

Курсовой проект должен содержать подробную расчётно-пояснительную записку и чертежи.

Расчётно-пояснительная записка на 20-25 листах следующего содержания:

- а) компоновка конструктивной схемы железобетонного перекрытия многоэтажного здания рамно-связевой системы в сборном варианте;
- б) расчёт и конструирование предварительно напряжённой сборной пустотной или ребристой плиты перекрытия;

Графическая часть проекта выполняется на листах формата А3 и содержит:

- а) план сборного перекрытия;
- б) поперечный разрез здания;
- г) рабочие чертежи сборной плиты перекрытия и арматурных изделий;
- д) спецификации арматуры;
- е) ведомость расхода стали.

Таблица 1

| Номер горизонтальной строки | Размер здания, м | Сетка колонн, м | Высота этажа Н, м | Кол-во этажей, шт. | Временная нагрузка на перекрытие | Тип сборной плиты перекрытия | Класс бетона сборной плиты перекрытия | Класс предварительно напрягаемой арматуры сборной плиты | Способ натяжной арматуры плитного перекрытия | Сечение сборного ригеля | Конструкция соли сборной колонны | Расчётное сопротивление грунта R ₀ , МПа | Снеговой район |
|-----------------------------|------------------|-----------------|-------------------|--------------------|----------------------------------|------------------------------|---------------------------------------|---|--|-------------------------|----------------------------------|---|----------------|
| | А | А | Б | В | Г | Г | Д | Д | Д | Г | Г | Б | В |
| 1 | 16,8x51,2 | 4,2x6,4 | 3,6 | 4 | 4,6 | 1 | В-15 | А-IV | 1 | 3 | 2 | 0,23 | II |
| 2 | 25,6x54 | 6,4x5,4 | 3,8 | 4 | 4,9 | 2 | В-20 | А-V | 2 | 1 | 2 | 0,24 | II |
| 3 | 28,8x59,4 | 7,2x6,6 | 3,2 | 5 | 6,2 | 3 | В-20 | А-V | 1 | 1 | 1 | 0,25 | II |
| 4 | 22x56 | 5,5x8,0 | 3,4 | 5 | 5,0 | 1 | В-20 | А-V | 2 | 1 | 1 | 0,26 | III |
| 5 | 24x60 | 8,0x6,0 | 4,2 | 5 | 4,4 | 2 | В-25 | А-IV | 1 | 3 | 2 | 0,27 | III |
| 6 | 24x57,6 | 6x7,2 | 4,4 | 6 | 6,8 | 3 | В-15 | А-V | 2 | 2 | 1 | 0,28 | III |
| 7 | 23,4x54,4 | 7,8x6,8 | 4,6 | 6 | 4,3 | 1 | В-20 | А-V | 1 | 3 | 2 | 0,29 | IV |
| 8 | 19,2x56 | 4,8x8 | 5,0 | 6 | 4,5 | 2 | В-25 | А-V | 2 | 1 | 2 | 0,30 | IV |
| 9 | 25,2x55,8 | 8,4x6,2 | 5,2 | 7 | 7,2 | 3 | В-15 | А-IV | 1 | 2 | 1 | 0,31 | IV |
| 0 | 22,5x59,4 | 7,5x6,6 | 5,4 | 7 | 4,2 | 2 | В-25 | А-V | 2 | 3 | 2 | 0,32 | IV |

Примечание:

- 1) Тип сечения сборной предварительно напряжённой плиты перекрытия: 1 – с круглыми пустотами; 2 – с овальными пустотами; 3 – ребристая.
- 2) Способ натяжения предварительно напрягаемой арматуры плиты: 1 – электротермический; 2 – механический.
- 3) Сечение сборного ригеля: 1 – прямоугольное; с полкой в сжатой зоне; 3 – с полкой в растянутой зоне.
- 4) Конструкция консоли сборной колонны: 1 – короткая консоль с втулками; 2 – короткая прямоугольная консоль.
- 5) Каркас бетона и рабочей арматуры колонны, ригеля, фундамента и монолитного перекрытия принять самостоятельно.

3. РАСЧЁТ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЁННОЙ ПЛИТЫ ПЕРЕКРЫТИЯ С ОВАЛЬНЫМИ ПУСТОТАМИ

На рис. 1 приведен фрагмент компоновки сборного перекрытия здания.

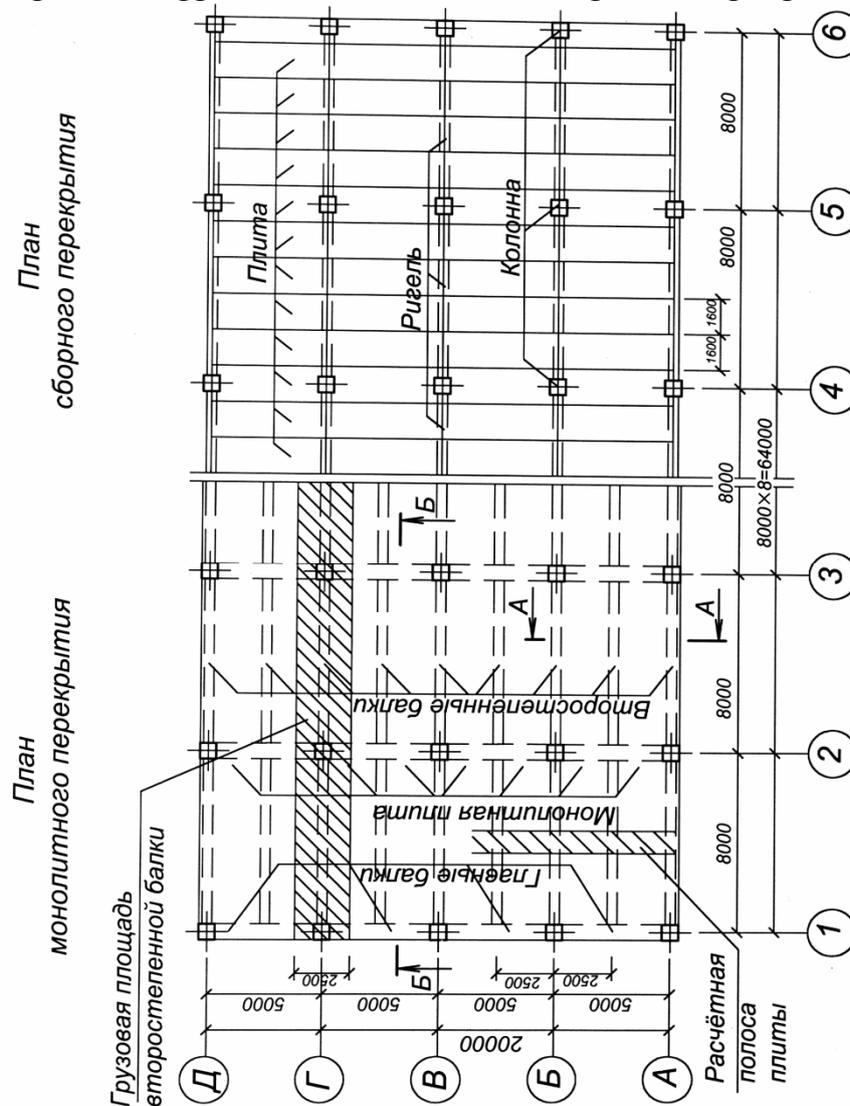


Рис.1. Фрагмент плана компоновки перекрытия здания.

В соответствии с принятой компоновкой сборного перекрытия плита имеет размеры $l = 5 \text{ м}$; $b = 1,6 \text{ м}$.

Расчётный пролёт и нагрузки

Для установления расчетного пролёта плиты предварительно задаёмся

$$\text{размерами ригеля } h = \frac{1}{12} l_{\text{риг.}} = \frac{1}{12} \cdot 800 \approx 60 \text{ см}; b = \frac{h}{2} = 30 \text{ см}$$

При опирании на ригель поверху расчетный пролёт плиты перекрытия

$$l_0 = l_{нл.} - \frac{b}{2} = 500 - \frac{30}{2} = 485 \text{ см} = 4,85 \text{ м}$$

Т а б л и ц а 2

Нагрузки на 1 м^2 перекрытия

| Нагрузки | Нормативная $H/\text{м}^2$ | Коэффициент надежности по нагрузке γ_f | Расчетная $H/\text{м}^2$ |
|---|----------------------------|---|--------------------------|
| ПОСТОЯННАЯ | | | |
| – собственный вес плиты с овальными пустотами | 2500 | 1,1 | 2750 |
| – слой цементного раствора $\delta = 20 \text{ мм}$ ($\rho = 2200 \text{ кг/м}^3$) | 440 | 1,3 | 572 |
| – керамических плитки $\delta = 13 \text{ мм}$ ($\rho = 1800 \text{ кг/м}^3$) | 240 | 1,1 | 264 |
| Итого: $g =$ | 3180 | - | 3586 |
| ВРЕМЕННАЯ $v =$ | | | |
| В том числе: | 4500 | 1,2 | 5400 |
| Длительная (70 %) | 3150 | 1,2 | 3780 |
| Кратковременная (30 %) | 1350 | 1,2 | 1620 |
| ПОЛНАЯ | 7680 | | 8986 |
| В том числе: | | | |
| Постоянная и длительная | 6330 | | 7366 |
| Кратковременная | 1350 | | 1620 |

Расчетная нагрузка на 1 м длины при ширине плиты $1,6 \text{ м}$ с учетом коэффициента надежности по назначению здания $\gamma_n = 0,95$.

- постоянная $g = 3,586 \cdot 1,6 \cdot 0,95 = 5,45 \text{ кН/м}$
- временная $v = 5,4 \cdot 1,6 \cdot 0,95 = 8,21 \text{ кН/м}$
- полная $(g+v) = 5,45 + 8,21 = 13,66 \text{ кН/м}$

Нормативная нагрузка на 1 м длины.

- постоянная $g^H = 3,18 \cdot 1,6 \cdot 0,95 = 4,83 \text{ кН/м}$
- временная $v^H = 4,50 \cdot 1,6 \cdot 0,95 = 6,84 \text{ кН/м}$
- полная $(g^H + v^H) = 4,83 + 6,84 = 11,64 \text{ кН/м}$
- в том числе постоянная и длительная: $6,33 \cdot 1,6 \cdot 0,95 = 9,62 \text{ кН/м}$

Усилия от расчётных и нормативных нагрузок:

От расчетной нагрузки:

$$M = (g + v) \cdot \frac{l_0^2}{8} = 13,66 \cdot \frac{4,85^2}{8} = 40,16 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q = (g + v) \cdot \frac{l_0}{2} = 13,66 \cdot \frac{4,85}{2} = 33,13 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

От нормативной нагрузки:

– полной: $M = 11,64 \cdot \frac{4,85^2}{8} = 34,23 \text{ кН} \cdot \text{м};$

– постоянной и длительной: $M = 9,62 \cdot \frac{4,85^2}{8} = 28,29 \text{ кН} \cdot \text{м};$

– кратковременной: $M = 1,350 \cdot \frac{4,85^2}{8} = 3,97 \text{ кН} \cdot \text{м};$

Установление размеров сечений плиты.

Высота сечения плиты $h \approx \frac{l_0}{30} \approx \frac{485}{30} \approx 16 \text{ см}$

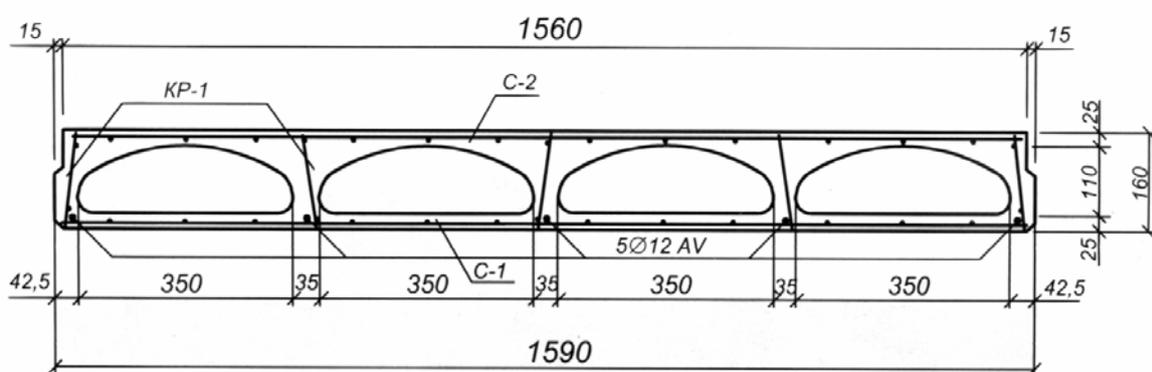


Рис. 2. Поперечное сечение плиты.

Рабочая высота сечения $h_0 = h - a = 16 - 3 = 13 \text{ см}$

Размеры: толщина верхней и нижней полок по 2,5 см.

Ширина ребер: средних по 3,5 см; крайних по 42,5 см.

В расчетах по предельным состояниям первой группы расчетное сечение:

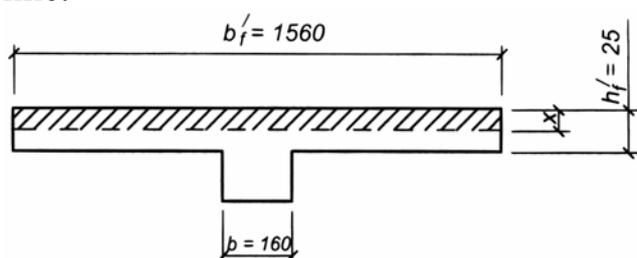


Рис. 3. Расчётное сечение плиты к расчёту по прочности

Расчётная ширина ребра:
 $b = 1560 - 4 \cdot 350 = 160 \text{ мм}$

При $\frac{h_f'}{h} = \frac{25}{160} = 0,156 > 0,1$ – в расчёт вводится вся ширина полки $b_f' = 1560 \text{ мм}$.

Характеристики прочности бетона и арматуры.

Бетон тяжелый, класса В-30.

$$R_b = 17 \text{ МПа}; R_{bn} = R_{b,ser} = 22 \text{ МПа} \quad E_b = 29 \cdot 10^3 \text{ МПа}$$

$$R_{bt} = 1,2 \text{ МПа}; R_{btm} = R_{bt,ser} = 1,8 \text{ МПа} \quad \gamma_{b2} = 0,9$$

Продольная арматура класса А-V

$$R_s = 680 \text{ МПа}; R_{sn} = 785 \text{ МПа}; E_s = 190000 \text{ МПа}.$$

Предварительное напряжение арматуры принимают равным:

$$\sigma_{sp} = 0,75 \cdot R_{sn} = 0,75 \cdot 785 = 589 \text{ МПа}$$

Проверяем выполнение условия:

$$\sigma_{sp} + P \leq R_{sn}; \sigma_{sp} - P \geq 0,3R_{sn};$$

где $P = 0,05 \cdot \delta_{sp}$ – при механическом способе натяжения:

$$P = 0,05 \cdot 589 = 29 \text{ МПа}$$

$$\sigma_{sp} + P = 589 + 29 = 618 \text{ МПа} < R_{sn} = 785 \text{ МПа}$$

$$\sigma_{sp} - P = 589 - 29 = 560 \text{ МПа} < 0,3R_{sn} = 0,3 \cdot 785 = 236 \text{ МПа}$$

Условие выполняется.

Определяем предельное отклонение предварительного напряжения при механическом способе натяжения $\Delta\gamma_{sp} = 0,1$

$$\text{Коэффициент точности натяжения } \gamma_{sp} = 1 - \Delta\gamma_{sp} = 1 - 0,1 = 0,9.$$

При проверке по образованию трещин в верхней зоне при обжатии

$$\gamma_{sp} = 1 + 0,1 = 1,1.$$

Предварительное напряжение с учетом точности натяжения:
 $\sigma_{sp} = 0,9 \cdot 589 = 530 \text{ МПа}$

Расчет прочности плиты по сечению, нормальному к продольной оси

$M = 40,16 \text{ кН}\cdot\text{м}$. Сечение тавровое с полкой в сжатой зоне.

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b_f \cdot h_0^2} = \frac{40,16 \cdot 10^5}{0,9 \cdot 17(100) \cdot 156 \cdot 13^2} = 0,1$$

По табл. 3.1 [1] – $\xi = 0,1$; $\zeta = 0,948$

$x = \xi \cdot h_0 = 0,1 \cdot 13 = 1,3 < h'_f = 2,5 \text{ см}$ – нейтральная ось проходит в пределах сжатой полки, сечение рассчитывается как прямоугольное.

Характеристика сжатой зоны:

$$\omega = 0,85 - 0,008 \cdot R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 0,9 \cdot 17 = 0,728$$

Граничная высота сжатой зоны:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{SR}}{500} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,728}{1 + \frac{550}{500} \cdot \left(1 - \frac{0,728}{1,1}\right)} = 0,531;$$

где

$$\sigma_{SR} = R_s + \varepsilon_{02} \cdot E_s - \sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp} = 680 + 400 - 530 - 0 = 550 \text{ МПа};$$

Коэффициент условий работы, учитывающий сопротивление напрягаемой арматуры выше условного предела текучести:

$$\gamma_{S6} = \eta - (\eta - 1) \cdot \left(\frac{2\xi}{\xi_R} - 1 \right) = 1,15 - (1,15 - 1) \cdot \left(\frac{2 \cdot 0,1}{0,531} - 1 \right) = 1,24 > \eta = 1,15;$$

$\eta = 1,15$ – для арматуры класса А-V, принимаем $\gamma_{S6} = \eta = 1,15$.

Вычисляем площадь сечения растянутой арматуры:

$$A_S = \frac{M}{\gamma_{S6} \cdot R_S \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{40,16 \cdot 10^5}{1,15 \cdot 680 \cdot 0,948 \cdot 13 \cdot (100)} = 4,17 \text{ см}^2$$

Принимаем $5\varnothing 12$ А-V с $A_S = 5,65 \text{ см}^2$.

(площадь принята с учётом конструктивных требований установки напрягаемой арматуры на расстоянии не более 60 см между осями стержней)

Арматуру $\varnothing 12$ А-V устанавливаем в каждом ребре плиты.

Расчет прочности панели по сечению, наклонному к продольной оси

1. Влияние усилия обжатия: $N = P_2 = 192891 \text{ Н}$ (P_2 из расчёта по п.8).

$$\varphi_n = \frac{0,1 \cdot N}{R_{bt} \cdot b \cdot h_0} = \frac{0,1 \cdot 192891}{1,2(100) \cdot 16 \cdot 13} = 0,77 > 0,5$$

Принимаем $\varphi_n = 0,5$.

2. Проверяем, требуется ли поперечная арматура по расчету:

Условие

$$Q_{\max} = 33,13 \text{ кН} \leq 2,5 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 2,5 \cdot 0,9 \cdot 1,2 \cdot (100) \cdot 16 \cdot 13 =$$

$$= 56,13 \cdot 10^3 \text{ Н} = 56,13 \text{ кН} \quad \text{— удовлетворяется}$$

$$\text{При } q_1 = g + \frac{\vartheta}{2} = 5,45 + \frac{8,21}{2} = 9,56 \frac{\text{кН}}{\text{м}} = 95,6 \frac{\text{Н}}{\text{см}}$$

$c = 2,5 \cdot h_0 = 2,5 \cdot 13 = 32,5 \text{ см}$ — это расстояние от вершины наклонного сечения до опоры.

4. Проверяем второе условие

$$Q \leq \frac{\varphi_{b4} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{c}$$

$$Q = 33,13 \text{ кН} > \frac{1,5 \cdot 0,9 \cdot 1,2(100) \cdot 16 \cdot 13^2}{32,5} = 13478 \text{ Н} = 13,5 \text{ кН}$$

Условие не выполняется, требуется расчёт поперечной арматуры.

На приопорных участках длиной $\frac{l}{4}$ устанавливаем в каждом ребре между пустотами стержни $\varnothing 5$ Вр-1с шагом

$$s = \frac{h}{2} = \frac{160}{2} = 80 \text{ мм}.$$

$$A_{sw} = 5 \cdot 0,196 = 0,98 \text{ см}^2; R_{sw} = 260 \text{ МПа};$$

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{s} = \frac{260 \cdot (100) \cdot 0,63}{8} = 3185 \frac{\text{Н}}{\text{см}}$$

Влияние свесов сжатых полок (при 5 ребрах):

$$\varphi_f = 5 \cdot 0,75 \cdot \left(3 \cdot h'_f \right) \frac{h'_f}{b \cdot h_0} = \frac{5 \cdot 0,75 \cdot 3 \cdot 2,5 \cdot 2,5}{16 \cdot 13} = 0,34 < 0,5$$

7. $1 + \varphi_n + \varphi_f = 1 + 0,5 + 0,34 = 1,84 > 1,5$ принимаем 1.5

8. $Q_{b,\min} = \varphi_{b3} \cdot (1 + \varphi_n + \varphi_f) R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 0,6 \cdot 1,5 \cdot 0,9 \cdot 1,2 \cdot (100) \cdot 16 \cdot 13 = 20,2 \cdot 10^3 \text{ Н}$

9. Условие $q_{sw} = 3185 \frac{\text{Н}}{\text{см}} > \frac{Q_{b,\min}}{2h_0} = \frac{20,2 \cdot 10^3}{2 \cdot 13} = 777 \frac{\text{Н}}{\text{см}}$ – удовлетворяется.

10. Требование

$$S_{\max} = \frac{\varphi_{b4} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{Q_{\max}} = \frac{1,5 \cdot 0,9 \cdot 1,2 \cdot (100) \cdot 16 \cdot 13^2}{33,13 \cdot 10^3} = 13 \text{ см} > S = 8 \text{ см} –$$

удовлетворяется.

11. Для расчета прочности вычисляют:

$$M_b = \varphi_{b2} \cdot (1 + \varphi_n + \varphi_f) R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2 = 2 \cdot 1,5 \cdot 0,9 \cdot 1,2 \cdot (100) \cdot 16 \cdot 13^2 = 87,6 \cdot 10^4 \text{ Н} \cdot \text{см}$$

12. Так как $q_1 = 95,6 \frac{\text{Н}}{\text{см}} < 0,56 \cdot q_{sw} = 0,56 \cdot 3185 = 1784 \frac{\text{Н}}{\text{м}}$, то вычисляем

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1}} = \sqrt{\frac{87,6 \cdot 10^4}{95,6}} = 96 \text{ см} > 3,33 \cdot h_0 = 3,33 \cdot 13 = 43 \text{ см}, \text{ принимаем } c = 43 \text{ см}.$$

13. Тогда $Q = \frac{M_b}{c} = \frac{87,6 \cdot 10^4}{43} = 20,4 \cdot 10^3 \text{ Н} > Q_{b,\min} = 20,2 \cdot 10^3 \text{ Н}$

14. Поперечная сила в вершине наклонного сечения:

$$Q = Q_{\max} - q_1 \cdot c = 33,13 \cdot 10^3 - 95,6 \cdot 43 = 29,02 \cdot 10^3 \text{ Н}$$

$$c_0 = \sqrt{\frac{M_b}{q_{sw}}} = \sqrt{\frac{87,6 \cdot 10^4}{3185}} = 2,8 \text{ см} < 2h_0 = 2 \cdot 13 = 26 \text{ см}$$

Принимаем $c_0 = 2,8 \text{ см}$.

$$Q_{sw} = q_{sw} \cdot c_0 = 3185 \cdot 2,8 = 8,92 \cdot 10^3 \text{ Н}$$

Проверяем условие прочности:

$$Q_b + Q_{sw} = 20,4 \cdot 10^3 + 8,92 \cdot 10^3 = 29,32 \cdot 10^3 \geq Q = 29,02 \cdot 10^3 \text{ Н}$$

условие прочности обеспечено

15. Проверим прочность по сжатой наклонной полосе.

$$\mu_{sw} = \frac{A_{sw}}{b \cdot S} = \frac{0,98}{16 \cdot 8} = 0,008; \alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{190000}{29000} = 6,55;$$

$$\varphi_{w1} = 1 + 5 \cdot \alpha \cdot \mu_{sw} = 1 + 5 \cdot 6,55 \cdot 0,008 = 1,26;$$

$\beta=0,01$ – для тяжелого бетона; $\varphi_{\beta 1} = 1 - \beta \cdot R_b = 1 - 0,01 \cdot 17 = 0,83$

16. Условие прочности:

$$0,3 \cdot \varphi_{w1} \cdot \varphi_{\beta 1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 = 0,3 \cdot 1,26 \cdot 0,83 \cdot 0,9 \cdot 17 \cdot (100) \cdot 16 \cdot 13 = \\ = 99,8 \cdot 10^3 H > Q_{\max} = 33,13 \cdot 10^3 H$$

удовлетворяется.

Расчет плиты по предельным состояниям второй группы.

Определение геометрических характеристик приведенного сечения

Овальное очертание пустот заменяем эквивалентным прямоугольным

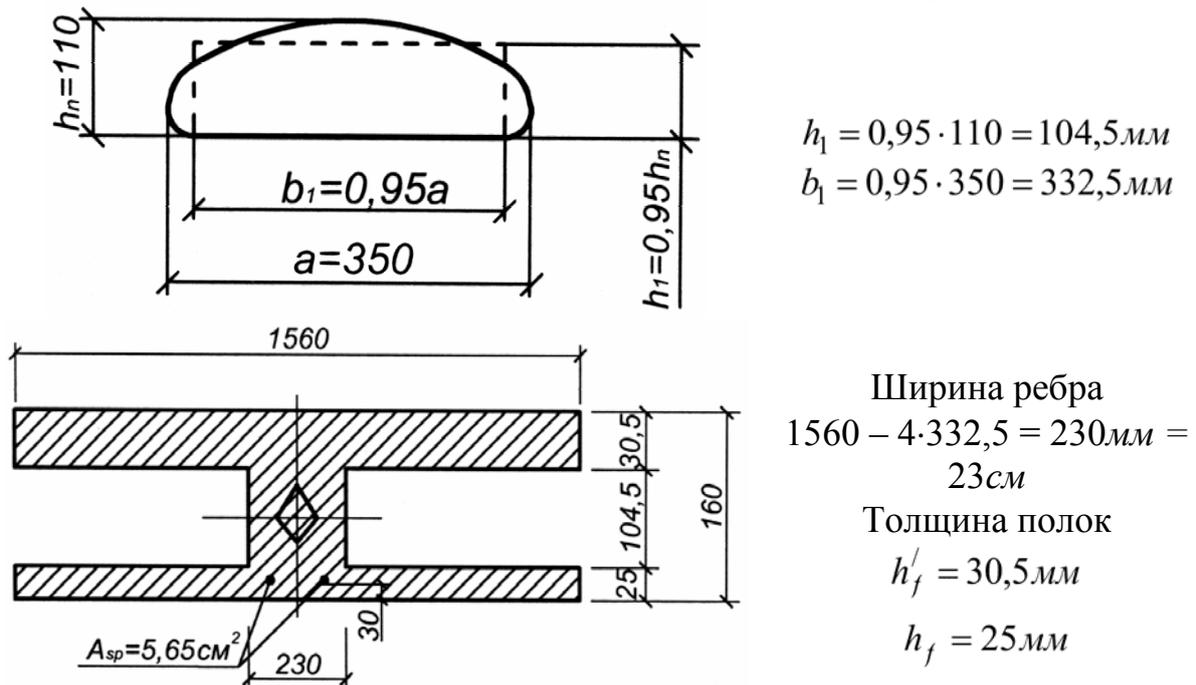


Рис. 4. Расчётное сечение.

1. Отношение модулей упругости: $\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{190000}{29000} = 6,55$

2. Площадь приведенного сечения:

$$A_b = 156 \cdot 3,5 + 156 \cdot 2,5 + 23 \cdot 10,45 = 1176 \text{ см}^2$$

$$A_{red} = A_b + \alpha \cdot A_{sp} = 1176 + 6,55 \cdot 5,65 = 1213 \text{ см}^2$$

3. Статический момент относительно нижней грани сечения панели:

$$S = 156 \cdot 3,05 \cdot \left(16 - \frac{3,05}{2}\right) + 23 \cdot 10,45 \cdot \left(\frac{10,45}{2} + 2,5\right) + 156 \cdot 2,5 \cdot \frac{2,5}{2} + 6,55 \cdot 5,65 \cdot 3 = 9343 \text{ см}^2$$

4. Расстояние от нижней грани до ц.т. приведенного сечения:

$$y_0 = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{9343}{1213} = 7,7 \text{ см}$$

5. Момент инерции:

$$I_{red} = I + \alpha \cdot A_{sp} \cdot a^2 = \frac{156 \cdot 3,05^3}{12} + \frac{23 \cdot 10,45^3}{12} + \frac{156 \cdot 2,5^3}{12} + 156 \cdot 3,05 \cdot 6,775^2 + 23 \cdot 10,45 \cdot 0,025^2 + 156 \cdot 2,5 \cdot 6,45^2 + 6,55 \cdot 5,65 \cdot 3^2 = 41157 \text{ см}^4$$

6. Момент сопротивления приведенного сечения по нижней зоне:

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{y_0} = \frac{41157}{7,7} = 5345 \text{ см}^3$$

7. Момент сопротивления приведенного сечения по верхней зоне:

$$W'_{red} = \frac{I_{red}}{(h_0 - y_0)} = \frac{41157}{13 - 7,7} = 7765 \text{ см}^3$$

8. Расстояние от ядровой точки, наиболее удаленной от растянутой (верхней) зоны до центра тяжести приведенного сечения:

$$r = \frac{\varphi \cdot W_{red}}{A_{red}} = \frac{0,85 \cdot 5345}{1213} = 3,75 \text{ см}$$

9. То же наименее удаленной от растянутой (нижней) зоны:

$$r_{inf} = \frac{0,85 \cdot 7765}{1213} = 5,44;$$

где $\varphi = 1,6 - \frac{\sigma_{bp}}{R_{b,ser}} = 1,6 - 0,75 = 0,85$

Отношение напряжения в бетоне от нормативных нагрузок и усилия обжатия к расчётному сопротивлению бетона для предельных состояний второй группы предварительно принято равным 0,75.

10. Упругопластический момент сопротивления по растянутой зоне:

$$W_{pl} = \gamma \cdot W_{red} = 1,75 \cdot 5345 = 9354 \text{ см}^3$$

$\gamma = 1,75$ – для таврового сечения с полкой в сжатой зоне.

11. Упругопластический момент сопротивления по растянутой зоне в стадии изготовления и обжатия элемента:

$$W'_{pl} = \gamma \cdot W'_{red} = 1,5 \cdot 7765 = 11648 \text{ см}^3$$

$\gamma = 1,5$ – для таврового сечения с полкой в растянутой зоне при $\frac{b'_f}{b} > 2$ и

$$\frac{h'_f}{h} < 0,2$$

Определение потерь предварительного напряжения

Коэффициент точности натяжения арматуры $\gamma_p = 1$

1. Потери от релаксации напряжений в арматуре при механическом способе натяжения: $\sigma_1 = 0,1 \cdot \sigma_{sp} - 20 = 0,1 \cdot 589 - 20 = 39 \text{ МПа}$

2. Потери от температурного перепада между натянутой арматурой и упорами $\sigma_2 = 0$, т. к. при пропаривании форма с упорами нагревается вместе с изделием.

3. Потери от деформации анкеров, расположенных, у натяжных устройств:

$$\sigma_3 = \frac{\Delta l}{l} \cdot E_s = \frac{3,05}{8000} \cdot 190000 = 72 \text{ МПа}$$

где $\Delta l = 1,25 + 0,15d = 1,25 + 0,15 \cdot 12 = 3,05 \text{ мм}$

l – длина натягиваемого стержня (расстояние между наружными гранями формы или стенда)

4. Усилие обжатия:

$$P_1 = A_s \cdot (\sigma_{sp} - \sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3) = 5,65 \cdot (589 - 39 - 0 - 72) \cdot (100) = 270070 \text{ Н}$$

5. Эксцентриситет этого усилия относительно ц.т. приведенного сечения:

$$e_{op} = y_0 - a = 13 - 3 = 10 \text{ см}$$

6. Напряжение в бетоне при обжатии:

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 \cdot e_{op} \cdot y_0}{I_{red}} = \left(\frac{270070}{1213} + \frac{270070 \cdot 10 \cdot 13}{41157} \right) \cdot \frac{1}{100} = 2,3 \text{ МПа}$$

7. Передаточная прочность бетона устанавливается из условия: $\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = 0,75; \frac{2,3}{0,75} = 3,07 \text{ МПа} < 0,5B30$.

Принимаем $R_{bp} = 15 \text{ Мпа}$; тогда $\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{2,3}{15} = 0,15$

8. Вычисляем сжимающее напряжение в бетоне на уровне центра тяжести напрягаемой арматуры от усилия обжатия P_1 и с учетом изгибающего момента от веса плиты:

$$M = \frac{2500 \cdot b \cdot l_0^2}{8} = \frac{2500 \cdot 1,6 \cdot 4,85^2}{8} = 11761 \text{ Н} \cdot \text{м} = 1176100 \text{ Н} \cdot \text{см}$$

9. Тогда:

$$\begin{aligned} \sigma_{bp} &= \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{(P_1 \cdot e_{op} - M) e_{op}}{I_{red}} = \\ &= \left(\frac{270070}{1213} + \frac{(270070 \cdot 10 - 1176100) \cdot 10}{41157} \right) \cdot \frac{1}{100} = 5,93 \text{ МПа} \end{aligned}$$

Потери от быстроснатекающей ползучести при:

$$\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{5,93}{15} = 0,4 \text{ составляют: } \sigma_6 = 34 \cdot \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = 34 \cdot 0,4 = 13,6 \text{ МПа}$$

10. Первые потери:

$$\sigma_{los1} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_6 = 39 + 0 + 72 + 13,6 = 124,6 \text{ МПа}$$

11. С учетом первых потерь:

$$P_1 = A_{sp} \cdot (\sigma_{sp} - \sigma_{los1}) = 5,65 \cdot (589 - 124,6) \cdot (100) = 262385 \text{ МПа}$$

$$\sigma_{bp} = \frac{262385}{1213 \cdot (100)} + \frac{262385 \cdot 10 \cdot 13}{41157 \cdot (100)} = 10,4 \text{ МПа}$$

12.

Потери от усадки бетона: $\sigma_8 = 35 \text{ МПа}$

13. Потери от ползучести бетона при $\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{10,4}{15} = 0,69$ составляем

$$\sigma_9 = 128 \cdot \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = 128 \cdot 0,69 = 88 \text{ МПа}$$

$$\sigma_9 = 128 \cdot \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = 128 \cdot 0,69 = 88 \text{ МПа}$$

14. Вторые потери:

15. Полные потери:

$$\sigma_{los} = \sigma_{los1} + \sigma_{los2} = 124,6 + 123 = 247,6 \text{ МПа} > 100 \text{ МПа},$$

т.е. больше установленного минимального значения потерь.

16. Усилие обжатия с учетом полных потерь:

$$P_2 = A_{sp} \cdot (\sigma_{sp} - \sigma_{los}) = 5,65 \cdot (589 - 247,6) \cdot 100 = 192891 \text{ Н}$$

Расчет по образованию трещин, нормальных к продольной оси

Выполняется для выяснения необходимости проверки по раскрытию трещин (третья категория требований по трещиностойкости).

$\gamma_f = 1$ – коэффициент надежности по нагрузке.

$$M = 34,23 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Проверим выполнение условие $M \leq M_{crc}$

1. Вычислим момент образования трещин по приближенному способу ядровых моментов:

$$M_{crc} = R_{bt,ser} \cdot W_{pl} + M_{rp} = 1,8 \cdot 9354 \cdot (100) + 2387026 =$$

$$= 4070746 \text{ Н} \cdot \text{см} = 40,7 \text{ кН} \cdot \text{м} > M = 34,23 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

где ядровый момент усилия обжатия при $\gamma_{sp} = 0,9$:

$$M_{rp} = \gamma_{sp} \cdot P_2 \cdot (e_{op} + r) = 0,9 \cdot 192891 \cdot (10 + 3,75) = 2387026 \text{ Н} \cdot \text{см}$$

Условие выполняется, трещины в растянутой зоне не образуются.

Проверим, не образуются ли начальные трещины в верхней зоне плиты при её обжати при значении коэффициента $\gamma_{sp} = 1,1$

2. Изгибающий момент от веса плиты $M = 1176100 \text{ Н} \cdot \text{см}$.

$$\text{Расчетное условие: } \gamma_{sp} P_1 \cdot (e_{op} - r_{inf}) - M < R_{bt,ser}^{(p)} \cdot W_{pl}';$$

$$1,1 \cdot 270070 \cdot (10 - 5,44) - 1176100 = 178571 \text{ Н} \cdot \text{см} < 1,8 \cdot (100) \cdot 7765 = 1397700 \text{ Н} \cdot \text{см}$$

условие выполняется, значит начальные трещины не образуются.

Расчет прогиба панели

Прогиб определяется от нормативного значения постоянной и длительных нагрузок.

1. Предельный прогиб составляет: $f = \frac{l_0}{200} = \frac{485}{200} = 2,43 \text{ см}$

2. Т.к. нормальные трещины в растянутой зоне не образуются, полная величина кривизны определяется по формуле:

$$\frac{1}{r} = \frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2} - \frac{1}{r_3} - \frac{1}{r_4}$$

а полный прогиб соответственно

$$f_{tot} = f_1 + f_2 - f_3 - f_4$$

3. Определяем значения кривизны и прогибов

- от действия кратковременной нагрузки:

$$\frac{1}{r_1} = \frac{\varphi_{b2} \cdot M}{B} = \frac{1 \cdot 3,97 \cdot 10^5}{10,15 \cdot 10^{10}} = 0,4 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1}$$

$$f_1 = \frac{5}{48} \cdot l_0^2 \cdot \frac{1}{r_1} = \frac{5}{48} \cdot 4,85^2 \cdot 0,4 \cdot 10^{-5} = 0,1 \text{ см}$$

где $\varphi_{b2} = 1$; $B = \varphi_{b1} \cdot E_b \cdot I_{red} = 0,85 \cdot 29 \cdot 10^3 \cdot (100) \cdot 41157 = 10,15 \cdot 10^{10} \text{ Н} \cdot \text{см}^2$

- от постоянной и длительной временной нагрузок:

$$\frac{1}{r_2} = \frac{\varphi_{b2} \cdot M}{B} = \frac{2 \cdot 29,29 \cdot 10^5}{10,15 \cdot 10^{10}} = 5,8 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1}$$

где $\varphi_{b2} = 2$;

$$f_2 = \frac{5}{48} \cdot l_0^2 \cdot \frac{1}{r_2} = \frac{5}{48} \cdot 485^2 \cdot 5,8 \cdot 10^{-5} = 1,42 \text{ см}$$

- кривизна обусловленная выгибом элемента от кратковременного действия усилия предварительного обжатия P_2 (с учётом всех потерь):

$$\frac{1}{r_3} = \frac{P_2 \cdot e_{op}}{B} = \frac{192891 \cdot 10}{10,15 \cdot 10^{10}} = 1,9 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1}$$

$$f_3 = \frac{1}{8} \cdot l_0^2 \cdot \frac{1}{r_3} = \frac{1}{8} \cdot 4,85^2 \cdot 1,9 \cdot 10^{-5} = 0,5 \text{ см}$$

- кривизна обусловленная выгибом в следствии усадки и ползучести бетона от обжатия:

$$\frac{1}{r_4} = \frac{E_b - E'_b}{h_0} = \frac{71,89 \cdot 10^{-5} - 18,42 \cdot 10^{-5}}{13} = 4,10 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1}$$

где

$$E_b = \frac{\sigma_b}{E_s} = \frac{\sigma_6 + \sigma_8 + \sigma_9}{E_s} = \frac{13,6 + 35 + 88}{1,9 \cdot 10^5} = 71,89 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1}$$

$$E'_b = \frac{\sigma'_b}{E_s} = \frac{\sigma_8}{E_s} = \frac{35}{1,9 \cdot 10^5} = 18,42 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1}$$

$$f_4 = \frac{1}{8} \cdot l_0^2 \cdot \frac{1}{r_3} = \frac{1}{8} \cdot 4,85^2 \cdot 4,10 \cdot 10^{-5} = 1,2 \text{ см}$$

4. Вычисляем прогиб:

$$f_{tot} = f_1 + f_2 - f_3 - f_4 = 0,1 + 1,42 - 0,5 - 1,2 = -0,18 \text{ см}$$

Принятое сечение плиты и армирование удовлетворяют требованиям по первой и второй группам предельных состояний.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Байков, В.Н. Железобетонные конструкции: Общий курс [Текст]: учебник для вузов / В.Н. Байков, Э.Е. Сигалов. – 6-е изд., перераб. и доп. – М.: БАСТЕТ, 2009.
2. Бондаренко, В.М. Железобетонные и каменные конструкции [Текст] / В.М. Бондаренко. – М.: Высшая школа, 2007.
3. ГОСТ Р 21.1101-92. СПДС. Основные требования к рабочей документации [Текст] / Минстрой России. – М.: Стандарты, 1993. – 41 с.
4. ГОСТ Р. 21.1501-92. СПДС. Правила выполнения архитектурно-строительных рабочих чертежей [Текст] / Госстрой России; ГПЦПП. – М., 1993. – 26 с.
5. СНиП 2.01.07-85*. Нагрузки и воздействия [Текст] / Минстрой России. – М.: ГП ЦПП, 1996. – 44 с.
6. СНиП 2.02.01-83*. Основание зданий и сооружений [Текст] / Минстрой России. – М.: ГПЦПП, 1995. – 48 с.
7. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции [Текст] / Госстрой России. – М.: ГУПЦПП, 1998. – 75 с.
8. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84) [Текст] / ЦНИИПромзданий Госстроя СССР; НИИЖБ Госстроя СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР. 1986. – 192 с.

Учебное издание

Ласьков Николай Николаевич
Васильев Ренат Рашидович

**СБОРНЫЕ ПЛИТЫ ПЕРЕКРЫТИЯ
МНОГОЭТАЖНОГО ПРОМЫШЛЕННОГО ЗДАНИЯ**

Методические указания для самостоятельной работы

Под общ. ред. д-ра техн. наук, проф. Ю.П. Скачкова

В авторской редакции
Верстка Н.А. Сазонова

Подписано в печать 15.12.14. Формат 60×84/16.
Бумага офисная «Снегурочка». Печать на ризографе.
Усл.печ.л. 1,16. Уч.-изд.л. 1,25. Тираж 80 экз.
Заказ № 482.

Издательство ПГУАС.
440028, г.Пенза, ул. Германа Титова, 28.