

Документ подписан простой электронной подписью

Информация о владельце:

ФИО: Емельянов Сергей Геннадьевич

Должность: ректор

Дата подписания: 13.09.2024 11:00:23

Уникальный программный ключ:  
9ba7d3e34c012eba476ffd24064cf2781953be730df2374d16f3c0ca536f0fc6

## МИНОБРНАУКИ РОССИИ

Федеральное государственное бюджетное  
образовательное учреждение высшего образования  
«Юго-Западный государственный университет»  
(ЮЗГУ)

Кафедра уникальных зданий и сооружений



## ЗДАНИЯ И СООРУЖЕНИЯ ОБЪЕКТОВ ТЕПЛОЙ И АТОМНОЙ ЭНЕРГЕТИКИ

Методические указания к практическим занятиям по дисциплине  
«Здания и сооружения объектов тепловой и атомной энергетики» для  
студентов направления подготовки 08.04.01 «Строительство», на-  
правленность (профиль) «Строительство объектов тепловой и атом-  
ной энергетики»

Курск 2023

УДК 624.04

Составитель: А.Г. Колесников

Рецензент

Кандидат технических наук, доцент *Осовских Е.В.*

**Здания и сооружения объектов тепловой и атомной энергетики:** Методические указания к практическим занятиям по дисциплине «Здания и сооружения объектов тепловой и атомной энергетики» для студентов направления подготовки 08.04.01 «Строительство», направленность (профиль) «Строительство объектов тепловой и атомной энергетики» / Юго-Зап. гос. ун-т; А.Г. Колесников. - Курск, 2023. - 28 с.- Библиогр.: 28с.

В методических указаниях изложены особенности расчета и проектирования сталебетонного перекрытия по профилированному настилу.

Методические указания предназначены для студентов направления подготовки 08.04.01 «Строительство», направленность (профиль) «Строительство объектов тепловой и атомной энергетики».

Текст печатается в авторской редакции

Подписано в печать . Формат 60x84 1/16.  
Усл. печ. л. 1,63 . Уч.-изд.л. 1,47 . Тираж 100 экз. Заказ. Бесплатно.  
Юго-Западный государственный университет.  
305040, г. Курск, ул. 50лет Октября, 94.

## Содержание

Введение.....	5
1. Расчет монолитного железобетонного перекрытия по стальному профилированному настилу.....	7
1.1 Расчет профилированного настила на стадии возведе- ния...	8
1.2 Расчет плиты перекрытия на стадии эксплуата- ции.....	13
1.3 Расчет по первому предельному состоя- нию.....	14
1.4 Расчет комбинированной бал- ки.....	21
Библиографический список.....	28

## Введение

В России имеется 485 ТЭС. Их доля в производстве тепла составляет 30%.

По сравнению с более мелкими системами они имеют меньший удельный вес потерь в сетях - меньший, но не маленький. Потери оцениваются порядка 19%.

РАО «ЕЭС России» принадлежат 242 ТЭС, остальные находятся в собственности промышленных предприятий, муниципалитетов или коммерческих компаний. Условиями эффективной работы тепловых электростанций являются:

- полная загрузка мощностей, близкое расположение потребителей и высокая

- плотность тепловых нагрузок. ТЭЦ проектировались для крупных промышленных и плотных бытовых тепловых нагрузок, они производят электроэнергию как побочный продукт.

Длительная безаварийная эксплуатация АЭС в значительной степени определяется правильностью выбора конструкционных материалов, а быстрый темп роста строительства – подготовленностью промышленности к изготовлению сложного, трудоемкого, с большим объемом контроля оборудования.

Развитие нового направления энергетики, как по выбору материалов, так и по технологии изготовления оборудования базировалось в начальный период в основном на опыте, приобретенном за длительное время развития обычной теплоэнергетики.

Вместе с тем имеются и существенные отличия в условиях работы материалов в энергетике. Основным условием, определяющим особый подход к выбору материалов для первых, является условие обеспечения повышенной надежности. Большая часть узлов является труднодоступной или практически неремонтопригодной. Последствия разгерметизации систем первого контура весьма опасны из-за загрязнения окружающей среды радиоактивными продуктами.

Условия работы материалов в составе АЭС более сложны. Наиболее очевидным является воздействие нейтронного облучения с флюенсом, способным существенно изменить свойства материалов.

Многообразие типов тепловых и атомных электростанций, специфичность и в большинстве случаев, повышенная сложность условий работы материалов по сравнению с энергетическими установка-

ми, работающими на органическом топливе, требует специальный подход к разработке конструкционных материалов для современных объектов энергетики.

# 1 Расчет монолитного железобетонного перекрытия по стальному профилированному настилу

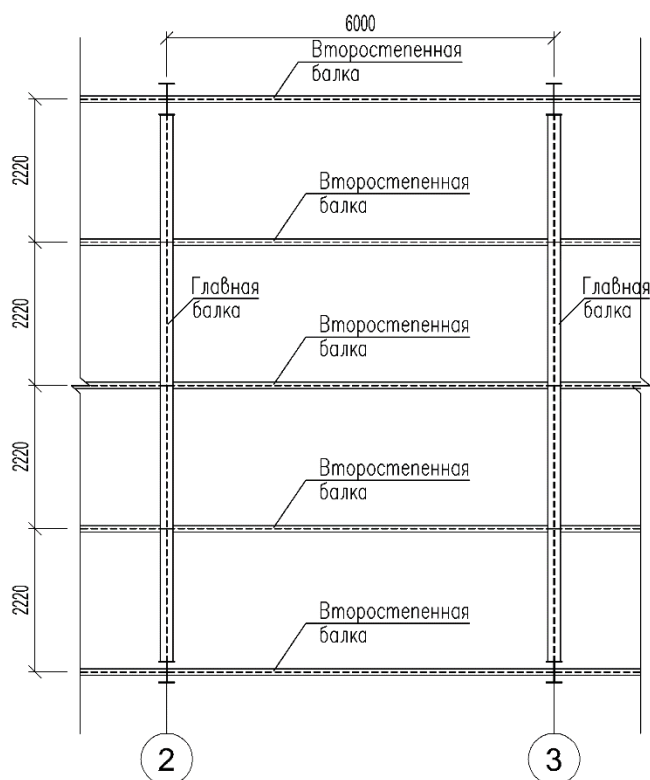


Рисунок 1 – Фрагмент балочной клетки административной части здания ФОК

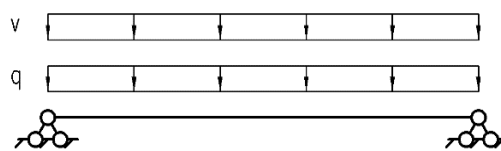


Рисунок 2 – Расчетная схема второстепенной балки

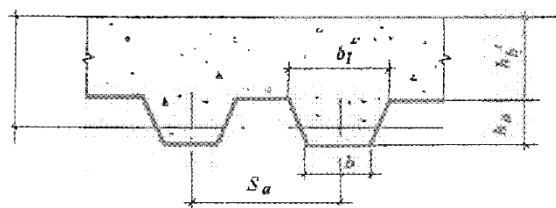


Рисунок 3 – Поперечное сечение плиты

Перекрытие первого этажа административной части здания ФОК выполняется из монолитного бетона (класс прочности на сжатие В20) по профилированному стальному настилу Н75-750-0,8 по ГОСТ 24045. Толщина слоя бетона над верхними полками профилированного настила (без учета выравнивающей стяжки) – 80 мм.

Расчет выполняется на основании следующих нормативных документов:

- «Рекомендации по проектированию монолитных железобетонных перекрытий со стальным профилированным настилом», НИИЖБ, 1987 г.;
- СТО 0047-2005 «Перекрытия сталежелезобетонные с монолитной плитой по стальному профилированному настилу»;
- СП 16.13330.2011 «Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81\*»;

– СП 63.13330.2012 «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003».

Согласно [6] монолитную железобетонную плиту следует рассчитывать на стадии возведения и на стадии эксплуатации.

При расчете монолитной железобетонной плиты будем использовать следующее допущение:

– профилированный настил используется как несъемная опалубка и при расчете на стадии эксплуатации в работе перекрытия условно не учитывается (принимается в запас прочности).

### 1.1 Расчет профилированного настила на стадии возведения

На стадии возведения проверяется стальной профилированный настил на действие нагрузок от собственного веса перекрытия (без учета конструкции полов) и монтажных нагрузок (см. таблицу 1.1). Настил ориентирован широкими полками гофра вниз.

Таблица 1.1 – Нагрузки, действующие на плиту перекрытия на стадии возведения

п.п	Вид загрузки	Нормативное значение, кН/м <sup>2</sup>	$\gamma_f$ по табл. 7.1, [2]	Расчетная нагрузка, кН/м <sup>2</sup>
Постоянные нагрузки				
1	Собственный вес настила Н75-750-0,8 по ГОСТ 24045 11,2×9,81/1000	0,11	1,2	0,13
2	Вес «мокрого бетона», определяемый для приведенной толщины $h_b$ 25×0,126	3,15	1,2	3,78
3	Вес дополнительной стержневой арматуры в соответствии с п. 7.1.1.1 СТО 0047-2005 1,0×0,126	0,13	1,2	0,16
	<u>Итого постоянные:</u>	3,39		4,07
Временные нагрузки				
4	Нагрузка от людей и транспортных средств при подаче бетонной смеси из бадей	2,5	1,3	3,25
	<u>Итого полная:</u>	5,89		7,32

Согласно СТО 0047-2005 п. 7.1.1.2 нагрузка от собственного веса железобетонной плиты определяется по приведенной толщине  $h_b$  (см. рис. 1.3).

$$h_b = h'_b + \frac{(b+b_1)}{2 \cdot S_a} \cdot h_a = 80 + \frac{(92+137,5)}{2 \cdot 187,5} \cdot 75 = 126 \text{ мм.}$$

$$q_{\text{пл}} = h_b \cdot \gamma \cdot g = 0,126 \cdot 25 = 3,15 \text{ кН/м}^2.$$

В качестве расчетной схемы стального профилированного настила принята многопролетная неразрезная балка. Расчет неразрезной балки выполнен на действие нагрузок на стадии возведения (таблица 1.1) в ПК SCAD при постоянной жесткости поперечного сечения во всех пролетах. Результаты расчета и протокол смотреть в приложении А.

Таблица 1.2 – Выборка усилий для расчета профилированного настила на стадии возведения

Единицы измерений: кН, м.								
Наименование	Максимальные значения				Минимальные значения			
	Значение	Номер эл-та	Номер сечен.	Номер загрузж.	Значение	Номер эл-та	Номер сечен.	Номер загрузж.
M	2,189	15	3	1	-3,11	14	1	1
Q	7,939	14	1	1	-7,939	7	3	1
M	2,72	16	1	2	-3,865	13	3	2
Q	9,866	14	1	2	-9,866	7	3	2

Прочность профилированного настила проверяется в пролете и на опоре из условия [6]:

$$\sigma_n = \frac{M}{W} \leq 34 \cdot 10^4 \cdot (t/b_p)^2, \quad (1)$$

где  $M$  – наибольший изгибающий момент в пролете или на опоре;

$W$  – расчетный момент сопротивления сечения на 1 м ширины, определяемый по таблице 2 ГОСТ 24045-94;

$t = 0,8$  мм – толщина профилированного настила;

$b_p$  – ширина плоских сжатых полок.

В пролете наибольшее расчетное значение изгибающего момента на стадии возведения  $M = 2,72$  кН·м.

$W_{x2} = 27,277$  см<sup>3</sup> – расчетный момент сопротивления сечения на 1 м ширины, определяемый по таблице 1 СТО 0047-2005 при сжатых узких полках.

Ширина плоских сжатых полок  $b_p = 43,2$  мм.

Тогда

$$\sigma_n = \frac{M}{W} = \frac{2,72 \cdot 10^3}{27,277 \cdot 10^{-6}} = 99,7 \text{ МПа} \leq 34 \cdot 10^4 \times (0,8 \cdot 10^{-3} / 43,2 \cdot 10^{-3})^2 = 116,6 \text{ МПа.}$$

Условие выполняется, следовательно, сжатые полки в пролете



работают полным сечением.

Над опорой наибольшее расчетное значение изгибающего момента на стадии возведения  $M = -3,865$  кН·м.

$W_{x2} = 34,008$  см<sup>3</sup> – расчетный момент сопротивления сечения на 1 м ширины, определяемый по таблице 1 СТО 0047-2005 при сжатых широких полках.

Ширина плоских сжатых полок  $b_p = 81,9 - 18 = 63,9$  мм.

Тогда

$$\sigma_n = \frac{M}{W} = \frac{3,865 \cdot 10^3}{34,008 \cdot 10^{-6}} = 113,6 \text{ МПа} \geq 34 \cdot 10^4 \times \\ \times (0,8 \cdot 10^{-3} / 63,9 \cdot 10^{-3})^2 = 53,3 \text{ МПа.}$$

Условие не выполняется, следовательно, сжатые широкие полки СПН в пролете частично выключаются из работы при бетонировании, в соответствии с этим настил работает меньшим сечением, что приводит к увеличению  $\sigma_n$ . При этом ширину плоских участков сжатых полок настила  $b_i$  определяют методом последовательного приближения, пока разница между последним и предыдущим значениями  $\sigma_n$  не будет меньше 1 %.

$W'_{x2}$  определяем с учетом приведенной ширины сжатых полок настила, которую находим по [6]:

$$b_{red} = (879 / \sqrt{\sigma_n}) [1 - 192t / (b_p \sqrt{\sigma_n})] t = (879 / \sqrt{113,6}) \times \\ \times [1 - (192 \cdot 0,08) / (6,39 \sqrt{113,6})] 0,08 = 5,11 \text{ см.}$$

По правилам сопромата для сжатых широких полок профилированного настила Н75-750-0,8 при выключении части их сечения из работы:

$$W'_{x2} = \frac{I_{red}}{(h_n - y_{c,red})}; \quad (2)$$

$$\text{Где } I_{red} = I - \frac{(b_p - b_{red})t^3}{12} - (b_p - b_{red}) \cdot t \cdot \left(h_n - y_c - \frac{t}{2}\right)^2,$$

$$y_c = \frac{I}{W_{x1}}, \quad y_{c,red} = \frac{S_{red}}{A_{red}}.$$

В этих выражениях

$$S_{red} = A \cdot y_c - (b_p - b_{red}) \cdot t \cdot \left(h_n - \frac{t}{2}\right) \cdot n, \quad A_{red} = A - (b_p - b_{red}) \cdot t \cdot n$$

где  $n$  – количество сжатых полок на 1 м ширины настила.

Примем значения  $A$ ,  $I$  и  $W_{x1}$  по таблице 1 СТО 0047-2005.

Тогда

$$y_c = \frac{I}{W_{x1}} = \frac{113,525}{27,277} = 4,162 \text{ см} - \text{расстояние от наружной грани}$$

узкой полки до центра тяжести сечения настила.

$$A_{red} = 10 - (6,39 - 5,11) \cdot 0,08 \cdot 4 \cdot \frac{100}{75} = 9,454 \text{ см}^2;$$

$$S_{red} = 10 \cdot 4,162 - (6,39 - 5,11) \cdot 0,08 \cdot \left(7,5 - \frac{0,08}{2}\right) \cdot 4 \cdot \frac{100}{75} = 37,546 \text{ см}^3.$$

Определим расстояние от центра тяжести редуцированного сечения (без учета выключившихся из работы участков сжатых широких полок) до наружной грани узких полок:

$$y_{c,red} = \frac{37,546}{9,454} = 3,971 \text{ см.}$$

Момент инерции приведенного сечения

$$I_{red} = 113,525 - \frac{(6,39-5,11)0,08^3}{12} - (6,39 - 5,11) \cdot 0,08 \cdot \left(7,5 - 4,162 - \frac{0,08}{2}\right)^2 = 112,411 \text{ см}^4.$$

Тогда момент сопротивления сечения при сжатых широких полках с учетом выключения из работы их части:

$$W'_{x2} = \frac{112,411}{(7,5-3,971)} = 31,853 \text{ см}^3.$$

Проверим прочность сжатых полок

$$\sigma_n = \frac{M}{W} = \frac{3,865 \cdot 10^3}{31,853 \cdot 10^{-6}} = 121,34 \text{ МПа} \leq R_y = 220 \text{ МПа,}$$

$$\Delta = \frac{(\sigma_{ni+1} - \sigma_n)}{\sigma_{ni+1}} \cdot 100\% = \frac{(121,34 - 116,6)}{121,34} \cdot 100\% = 3,91\% > 1\% -$$

уточняем ширину сжатых полок.

$$b_{red,2} = (879/\sqrt{\sigma_n})[1 - 192t/(b_p\sqrt{\sigma_n})]t = (879/\sqrt{121,34}) \times [1 - (192 \cdot 0,08)/(6,39\sqrt{121,34})]0,08 = 4,99 \text{ см;}$$

$$A_{red,2} = 10 - (6,39 - 4,99) \cdot 0,08 \cdot 4 \cdot \frac{100}{75} = 9,403 \text{ см}^2;$$

$$S_{red} = 10 \cdot 4,162 - (6,39 - 4,99) \cdot 0,08 \cdot \left(7,5 - \frac{0,08}{2}\right) \cdot 4 \cdot \frac{100}{75} = 37,164 \text{ см}^3;$$

$$y_{c,red} = \frac{37,164}{9,403} = 3,952 \text{ см.}$$

$$I_{red} = 113,525 - \frac{(6,39-4,99)0,08^3}{12} - (6,39 - 4,99) \cdot 0,08 \cdot \left(7,5 - 4,162 - \frac{0,08}{2}\right)^2 = 112,307 \text{ см}^4.$$

Момент сопротивления сечения при сжатых широких полках с учетом выключения из работы их части:

$$W''_{x2} = \frac{112,307}{(7,5-3,952)} = 31,654 \text{ см}^3.$$

Проверим прочность сжатых полок

$$\sigma_n = \frac{M}{W} = \frac{3,865 \cdot 10^3}{31,654 \cdot 10^{-6}} = 122,1 \text{ МПа} \leq R_y = 220 \text{ МПа},$$

$$\Delta = \frac{(\sigma_{ni+1} - \sigma_n)}{\sigma_{ni+1}} \cdot 100\% = \frac{(122,1 - 121,34)}{122,1} \cdot 100\% = 0,62\% < 1 \%$$

Так как условия выполняются, то прочность настила обеспечена.

*Проверка профилированного настила на действие поперечной силы*

По условию (3) [6] определяем прочность стального профилированного настила по поперечной силе:

$$\frac{Q}{h_n \Sigma t} = \frac{9,866 \cdot 10^3}{75 \cdot 10^{-3} \cdot 10 \cdot 0,8 \cdot 10^{-3}} = 16,44 \text{ МПа} \leq R_{ns} = 130 \text{ МПа},$$

где  $Q = 9,866$  кН – наибольшая поперечная сила;

$h_n = 75$  мм – высота поперечного сечения настила;

$\Sigma t = 10 \times 0,8 = 8$  мм – суммарная толщина стенок настила на 1 м ширины, работающих на срез;

$R_{ns} = 130$  МПа – расчетное сопротивление срезу стенок настила в соответствии с [6].

*Проверка жесткости плиты*

Выполним проверку профилированного настила по второму предельному состоянию на прогиб по формуле (4) [7]:

$$f = k \frac{q^n \cdot l^4}{E_a \cdot I_x} + a \leq f_u = \frac{l}{200},$$

где  $k = 0,0088$  – при числе пролетов три и более по [6];

$q^n = 5,89$  кН/м – нормативная равномерно распределенная нагрузка, действующая на профилированный настил на стадии возведения;

$l = 2,22$  м – расчетный пролет;

$E_a = 2,1 \cdot 10^5$  МПа – модуль упругости стали профилированного настила;

$a = 2$  мм – дополнительный прогиб для многопролетной плиты согласно [6].

Проверяем условие:

$$\begin{aligned} \sigma_n &\leq \frac{M_{n,span}}{W_{x1}} = 2,189 \cdot 10^3 / 27,277 \cdot 10^{-6} = \\ &= 80,25 \text{ МПа} \leq 57,4 \cdot 10^4 (t = 57,4 \cdot 10^4 (0,08/6,39)^2) = 89,97 \text{ МПа}, \end{aligned}$$

где  $M_{n,span}$  – наибольший изгибающий положительный момент в

пролете от нормативной нагрузки, при которой определяется прогиб.

Условие выполняется, следовательно, сжатые полки работают полным сечением, принимаем  $I_x$  по таблице 1 [7]:

$$I_x = 113,525 \text{ см}^4.$$

Таким образом, прогиб на стадии возведения:

$$f = 0,0088 \cdot \frac{5,89 \cdot 10^3 \cdot 2,22^4}{2,1 \cdot 10^{11} \cdot 113,525 \cdot 10^{-8}} + 0,002 = 0,0062 \text{ м} \leq f_u = \frac{l}{200} = \frac{2,22}{200} = 0,011 \text{ м}.$$

Условия прочности и жесткости выполняются, останавливаемся на принятой варианте конструкции для последующих расчетов на стадии эксплуатации.

## 1.2 Расчет плиты перекрытия на стадии эксплуатации

Монолитную плиту перекрытия следует рассчитывать по предельным состояниям первой и второй группы.

Таблица 1.3 – Сбор нагрузок на плиту перекрытия на стадии эксплуатации

п.п	Вид загрузки	Нормативное значение, кН/м <sup>2</sup>	$\gamma_f$ по табл. 7.1, [2]	Расчетная нагрузка, кН/м <sup>2</sup>
Постоянные нагрузки				
1	Собственный вес настила Н75-750-0,8 (таблица 1, СТО 0047-2005) 11,2*9,81/1000	0,11	1,2	0,13
2	Собственный вес бетона: 0,126*25	3,15	1,2	3,78
3	Вес дополнительной стержневой арматуры (по СТО 0047-2005) 1,0*0,126	0,13	1,2	0,16
4	Цементно-песчаная стяжка $\delta = 20 \text{ мм}$ : 0,02*22	0,44	1,2	0,53
5	Пол из керамогранитной плитки: 0,01*2600*9,81 =	0,26	1,2	0,31
	<u>Итого постоянные:</u>	4,09		4,91
Временные нагрузки				
6	Временная нагрузка на плиты перекрытия для залов собраний и совещаний, ожидания, зрительных и концертных, спортивных (п. 4, в; табл. 8.3 [2])	4	1,2	4,8
7	Нагрузка на плиты перекрытия от веса временных перегородок (учитывается как длительная нагрузка)	1,5	1,3	1,95
	<u>Итого временные:</u>	5,5		6,75
	<u>Итого:</u>	9,59		11,66

### 1.3 Расчет по первому предельному состоянию

На стадии эксплуатации несущей конструкцией считается железобетонная плита, в которой стальной профилированный настил является внешней арматурой. Расчет по первому предельному состоянию включает проверку по трем критериям прочности:

- по нормальным сечениям (при условии обеспечения сцепления настила с бетоном);
- по наклонным сечениям;
- из условия обеспечения сцепления настила с бетоном.

#### *Расчет по нормальным сечениям*

Расчет прочности плит по нормальным сечениям выполняется при следующих допущениях:

- сопротивление растяжению бетона равно нулю;
- напряжения в настиле равномерно распределены по высоте и равны расчетному сопротивлению листовой стали  $R_y = 220$  МПа с введением для настила коэффициента условий работы  $\gamma_c = 0,4$  – для гладких профилированных настилов с анкерровкой на опорах (2 анкера);
- напряжения в стержневой арматуре принимаются равными расчетным сопротивлениям сжатию  $R_{sc}$  и растяжению  $R_s$  с введением соответствующих коэффициентов работы;
- рабочая высота сечения плиты  $h_0$  определяется как расстояние от крайней сжатой грани плиты отдельно до точки приложения равнодействующего усилия в настиле и в стержневой арматуре.

Сбор нагрузок на плиту перекрытия на стадии эксплуатации приведен в таблице 1.3.

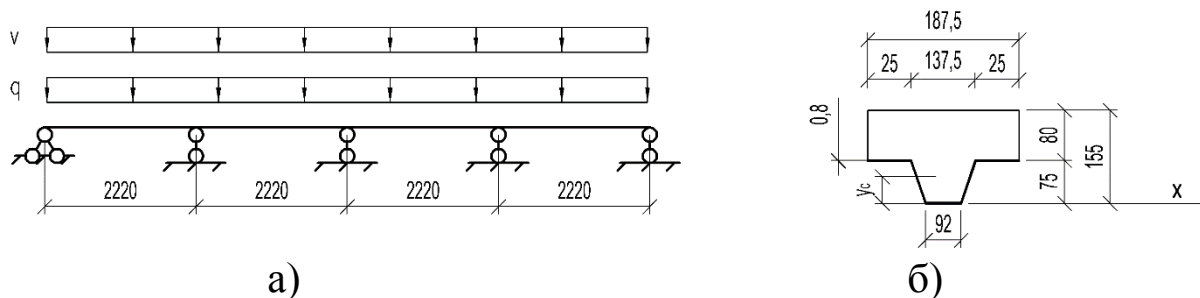


Рисунок 1.4 – Расчетная схема монолитного перекрытия (а) и расчетное тавровое сечение (б)

Постоянная и временная длительная (включает нагрузку от пе-

регородок) нормативная нагрузка:

$$g^H = (4,09 + 1,5) \cdot 0,1875 = 1,05 \text{ кН/м};$$

кратковременная нормативная:

$$v^H = 4 \cdot 0,1875 = 0,75 \text{ кН/м};$$

полная нормативная нагрузка:

$$q^H = (g^H + v^H) = 1,05 + 0,75 = 1,8 \text{ кН}.$$

Постоянная и временная длительная (включает нагрузку от перегородок) расчетная нагрузка:

$$g^P = (4,91 + 1,95) \cdot 0,1875 = 1,29 \text{ кН/м};$$

кратковременная расчетная:

$$v^P = 4,8 \cdot 0,1875 = 0,9 \text{ кН/м};$$

полная нормативная нагрузка:

$$q^P = (g^P + v^P) = 1,29 + 0,9 = 2,19 \text{ кН}.$$

Усилия в неразрезной балке, изображенной на рисунке 3.4, определим с помощью ПК SCAD (см. приложение А) при ширине площадки загрузения  $B = 187,5$  мм, равной шагу гофров настила.

Таблица 1.4 – Выборка усилий в неразрезной балке для расчета на стадии эксплуатации

Единицы измерений: кН, м.								
Наименование	Максимальные значения			Минимальные значения				
	Значение	Номер эл-та	Номер сечен.	Номер загруз.	Значение	Номер эл-та	Номер сечен.	Номер загруз.
M	0,669	15	3	5	-0,95	8	1	5
Q	2,426	14	1	5	-2,426	7	3	5
M	0,814	5	3	8	-1,156	7	3	8
Q	2,952	14	1	8	-2,952	7	3	8

При неразрезной схеме работы плиты перекрытия наибольший изгибающий момент в расчетном сечении (по рисунку 3.4, б) в пролете от расчетной нагрузки при одинаковой длине всех пролетов и одинаковой жесткости  $M = 0,814$  кН·м; наибольшая поперечная сила от расчетной нагрузки  $Q = 2,952$  кН.

Расчет ведем по тавровому сечению (рисунок 3.4,б) при следующих исходных данных: бетон класса прочности на сжатие В20 ( $R_b = 0,85 \cdot 11,5 = 9,78$  МПа;  $R_{bt} = 0,85 \cdot 0,9 = 0,765$  МПа); гибкая рабочая арматура А500С ( $R_s = 435$  МПа); ширина стенки тавра  $b = 92$  мм; высота полки монолитной плиты над профилированным настилом  $h'_f = 80$  мм; расстояние от центра тяжести рабочей арматуры  $a = a' = 40$  мм.

Ширина свеса полок, учитываемых в расчете, принимается в

соответствии с требованиями [4]:

$$а) \frac{(b'_f - b)}{2} \leq \frac{L}{6} = \frac{220}{6} = 36,7 \text{ см,}$$

откуда,  $b'_f \leq 50,42 \text{ см;}$

б) при  $h'_f \geq 0,1h$  – не более 1/2 расстояния в свету расстояния между ребрами, тогда

$$b'_f \leq 18,75 \text{ см.}$$

Окончательно для расчета принимаем  $b'_f = 18,75 \text{ см.}$

*Подбор продольной рабочей арматуры в сечении в пролете*

Высота рабочей зоны бетона  $h_0 = h - a = 155 - 40 = 115$  мм.

Определим положение границы сжатой зоны бетона. Проверим условие (3.23) [5], предполагая, что сжатая арматура по расчету не требуется:

$$\begin{aligned} R_b \cdot b'_f \cdot h'_f (h_0 - 0,5h'_f) &= \\ &= 9,78 \cdot 10^6 \cdot 0,1875 \cdot 0,08 \cdot (0,115 - 0,5 \cdot 0,08) = \\ &= 11,00 \text{ кН} \cdot \text{м} > M = 0,814 \text{ кН} \cdot \text{м,} \end{aligned}$$

т.е граница сжатой зоны проходит в полке, расчет ведем как для прямоугольного сечения шириной  $b = b'_f = 187,5 \text{ мм.}$

Вычисляем значение

$$\alpha = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{0,814 \cdot 10^3}{9,78 \cdot 10^6 \cdot 0,1875 \cdot 0,115^2} = 0,034 < \alpha_R = 0,372.$$

Таким образом, сжатая арматура по расчету действительно не требуется. Площадь растянутой арматуры вычисляем по формуле (3.22) [5]:

$$\begin{aligned} A_s &= R_b b h_0 (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}) / R_s = 9,78 \cdot 10^6 \cdot 0,1875 \cdot 0,115 \times \\ &\times (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,031}) / 435 \cdot 10^6 = 0,153 \text{ см}^2. \end{aligned}$$

Принимаем 1 стержень диаметром 8 мм ( $A_s = 0,503 \text{ см}^2$ ).

Подбор арматуры в

*Подбор продольной рабочей арматуры в сечении над опорой*

В опорном сечении действует изгибающий момент  $M = -1,156 \text{ кН} \cdot \text{м}$ , сжата нижняя часть сечения элемента. Как и в предыдущем случае будем считать, что рабочая арматура по расчету не требуется.

Высота рабочей зоны бетона  $h_0 = h - a = 155 - 40 = 115 \text{ мм.}$

Вычисляем значение

$$\alpha = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{1,156 \cdot 10^3}{9,78 \cdot 10^6 \cdot 0,1875 \cdot 0,115^2} = 0,048 < \alpha_R = 0,372.$$

Таким образом, сжатая арматура по расчету действительно не требуется. Площадь растянутой арматуры вычисляем по формуле [5]:

$$A_s = R_b b h_0 (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}) / R_s = 9,78 \cdot 10^6 \cdot 0,1875 \cdot 0,115 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,048}) / 435 \cdot 10^6 = 0,239 \text{ см}^2.$$

Принимаем 1 стержень диаметром 8 мм ( $A_s = 0,503 \text{ см}^2$ ).

*Расчет наклонных сечений на действие поперечных сил*

Согласно [4] (как для часторесбристой плиты) при  $h = 155 \text{ мм}$  при условии, что поперечное усилие воспринимается только бетоном – поперечная арматура не устанавливается.

Прочность бетонной полосы между наклонными сечениями проверяем из условия [5]:

$$0,3R_b b \cdot h_0 = 0,3 \cdot 9,78 \cdot 10^6 \cdot 0,092 \cdot 0,115 = \\ = 31,042 \text{ кН} > Q = 2,952 \text{ кН},$$

следовательно, прочность полосы бетона между наклонными сечениями обеспечена.

Проверяем прочность по наиболее опасному наклонному сечению [5]

$$M_b = 1,5R_{bt} b h_0^2 = 1,5 \cdot 0,765 \cdot 10^6 \cdot 0,092 \cdot 0,115 = \\ = 1,643 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Проекция наиболее опасного сечения

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1}} = \sqrt{\frac{1,643}{1,74}} = 0,972 \text{ м} > 2h_0 = 0,23 \text{ м},$$

где  $q_1 = g^p + v^p/2 = 1,29 + 0,9/2 = 1,74 \text{ кН/м}$ .

Принимаем  $c = 0,23 \text{ м}$ .

$$Q_b = \frac{M_b}{c} = \frac{1,643 \cdot 10^3}{0,23} = 7,14 \text{ кН} > Q = 2,952 \text{ кН}.$$

Следовательно, поперечная сила воспринимается только бетоном, постановка арматуры не требуется.

*Проверка образования трещин в растянутых зонах изгибаемого элемента*

Наибольший изгибающий момент от нормативной нагрузки в опорной зоне  $M = -0,95 \text{ кН}\cdot\text{м}$ .

Определяем момент образования трещин  $M_{crc}$  [5]. Определяем геометрические характеристики приведенного сечения

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2 \cdot 10^5}{2,7 \cdot 10^4} = 7,4.$$



Нижняя рабочая арматура в опорной зоне не учитывается, тогда

$$A_{red} = A_b + \alpha \cdot A_s = bh + (b'_f - b)h'_f + \alpha \cdot A_s = \\ = 0,092 \cdot 0,155 + (0,1875 - 0,092) \cdot 0,08 + \\ + 7,4 \cdot 0,503 \cdot 10^{-4} = 0,0222 \text{ м}^2 (222 \text{ см}^2).$$

Расстояние от центра тяжести приведенного сечения до нижней грани таврового сечения:

$$y_1 = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{0,01426 \cdot 0,5 \cdot 0,155 + 0,00764 \cdot (0,155 - 0,5 \cdot 0,08) + 0,000372 \cdot 0,115}{0,0222} = \\ 0,091 \text{ м (9,1 см)}.$$

Приведенный момент инерции

$$I_{red} = \frac{bh^3}{12} + bh(y_1 - 0,5h)^2 + (b'_f - b)h'_f(h - 0,5h'_f - y_1) + \\ + (b'_f - b)h'^3_f / 12 + \alpha \cdot A_s(h - y_1 - a) = \\ = \frac{0,092 \cdot 0,155^3}{12} + 0,092 \cdot 0,155(0,091 - 0,5 \cdot 0,155)^2 + \\ + (0,1875 - 0,092) \cdot 0,08 \cdot (0,155 - 0,5 \cdot 0,08 - 0,091) + \\ + (0,1875 - 0,092)0,08^3 / 12 + \\ + 7,4 \cdot 0,503 \cdot 10^{-4}(0,155 - 0,091 - 0,04) = \\ = 0,000227517 \text{ м}^4.$$

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{h - y_1} = \frac{0,000227517}{0,155 - 0,091} = 0,003555 \text{ м}^3.$$

Тогда

$M_{crc} = R_{bt,ser} W = 1,4 \cdot 10^6 \cdot 0,003555 = 4,977 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_{min} = -0,95 \text{ кН} \cdot \text{м}$ , – следовательно в сечениях над опорой трещины не образуются.

Проверим образование трещин в пролете. Арматуру в сжатой зоне в расчете не учитываем.

Тогда:

$$y_1 = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{0,01426 \cdot 0,5 \cdot 0,155 + 0,00764 \cdot (0,155 - 0,5 \cdot 0,08) + 0,000372 \cdot 0,04}{0,0222} = \\ = 0,09 \text{ м} = 9 \text{ см}.$$

$$I_{red} = bh^3/12 + bhy_1 - 0,5h^2 + b'_f - bh'_f h - 0,5h'_f - y_1 + + b'_f - bh'_f^3/12 + \\ + \alpha \cdot A_s h - y_1 - a \\ = 0,092 \cdot 0,155^3/12 + 0,092 \cdot 0,155 \cdot 0,09 - 0,5 \cdot 0,155^2 + \\ + 0,1875 - 0,092 \cdot 0,08 \cdot 0,155 - 0,5 \cdot 0,08 - 0,09 + + 0,1875 - 0,092 \cdot 0,08^3/12 + \\ + 7,4 \cdot 0,503 \cdot 10^{-4} \cdot 0,09 - 0,04 = 0,000244836 \text{ м}^4.$$

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{h - y_1} = \frac{0,000244836}{0,09} = 0,00272 \text{ м}^3.$$

Тогда

$M_{crc} = R_{bt,ser} W = 1,4 \cdot 10^6 \cdot 0,00272 = 3,81 \text{ кН}\cdot\text{м} > M_{max} = 0,669 \text{ кН}\cdot\text{м}$ , следовательно трещины не образуются.

*Проверка по прогибам (деформациям)*

Предельный допустимый прогиб ограничивается эстетическими требованиями. Определим кривизну в середине пролета от действия постоянных и длительных нагрузок.

Момент в первом пролете от действия нормативных длительных нагрузок  $M = 0,39 \text{ кН}\cdot\text{м}$ . Так как трещины не образуются, применяем [5]:

$$\frac{1}{r_1} = \frac{M}{E_{b1} \cdot I_{red}} = \frac{0,39 \cdot 10^3}{0,71 \cdot 10^{10} \cdot 0,000227517} = 0,00242 \text{ м}^{-1},$$

где  $E_{b1} = \frac{E_b}{1 + \phi_{b1,cr}} = \frac{2,7 \cdot 10^{10}}{1 + 2,8} = 0,71 \cdot 10^{10} \text{ МПа}$  – для длительного действия нагрузки.

Момент в первом пролете от действия нормативной кратковременной нагрузки  $M = 0,279 \text{ кН}\cdot\text{м}$ .

$$\frac{1}{r_2} = \frac{M}{E_{b1} \cdot I_{red}} = \frac{0,279 \cdot 10^3}{2,3 \cdot 10^{10} \cdot 0,000227517} = 0,00053 \text{ м}^{-1},$$

где  $E_{b1} = 0,85 E_b = 0,85 \cdot 2,7 \cdot 10^{10} = 2,3 \cdot 10^{10} \text{ МПа}$  – для кратковременного действия нагрузки.

Общая кривизна в пролете

$$\frac{1}{r} = \frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2} = 0,00242 + 0,00053 = 0,00298 \text{ м}^{-1}.$$

Момент над второй от края опорой от действия нормативной длительной нагрузки  $M = -0,554 \text{ кН}\cdot\text{м}$ .

$$\frac{1}{r_1} = \frac{M}{E_{b1} \cdot I_{red}} = \frac{0,554 \cdot 10^3}{0,71 \cdot 10^{10} \cdot 0,000227517} = 0,00343 \text{ м}^{-1}.$$

Момент над второй от края опорой от действия нормативной кратковременной нагрузки  $M = -0,396 \text{ кН}\cdot\text{м}$ .

$$\frac{1}{r_2} = \frac{M}{E_{b1} \cdot I_{red}} = \frac{0,396 \cdot 10^3}{2,3 \cdot 10^{10} \cdot 0,000227517} = 0,00076 \text{ м}^{-1}.$$

Общая кривизна над опорой

$$\frac{1}{r} = \frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2} = 0,00343 + 0,00076 = 0,00419 \text{ м}^{-1}.$$

Для изгибаемых элементов с заземленными опорами прогиб в середине пролета может быть определен [5]:

$$\begin{aligned}
 f &= \left\{ \left( \frac{1}{r} \right)_{\max} \cdot S - 0,5 \left[ \left( \frac{1}{r} \right)_{\text{sup},l} + \left( \frac{1}{r} \right)_{\text{sup},r} \right] \times \left( \frac{1}{8} - S \right) \right\} l^2 = \\
 &= \left\{ 0,00298 \cdot \frac{5}{48} - 0,5 [0 + 0,00419] \times \left( \frac{1}{8} - \frac{5}{48} \right) \right\} 2,22^2 = \\
 &= 0,0013 \text{ м} = 1,3 \text{ мм} < f_u = \frac{2,22}{200} = 11,1 \text{ мм}
 \end{aligned}$$

Следовательно, жесткость плиты перекрытия обеспечена.

### Конструктивные требования

В верхней сжатой зоне выполнить дополнительное конструктивное армирование – легкими сетками  $4C \frac{4Bp500-200}{4Bp500-200} b \times l$  по ГОСТ 23279с отступом от верхней грани – 15 мм.

По торцам плита перекрытия армируется сеткой  $4C \frac{8A500-100}{8A500-100} b \times l$  по ГОСТ 23279 (см. рисунок 1.5).

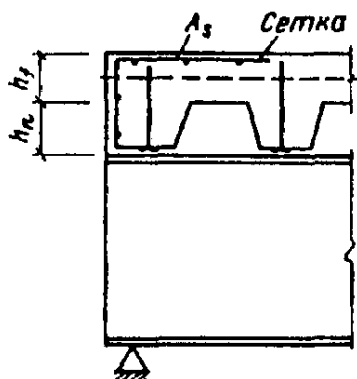


Рисунок 1.5 – Схема армирования торцовых частей монолитной плиты

Вертикальные стержневые анкеры приваривают по всем прогонам, служащим опорами СПН, обеспечивая совместную работу прогонов с железобетонной плитой, а также анкеровку по его концам. Расстояние от анкера до края СПН и грани прогона должно быть не менее  $1,5d$  (где  $d$  - диаметр анкера), а между осями анкеров в одном гофре - не менее 70 мм.

Длину анкеров следует принимать равной высоте плиты за вычетом величины защитного слоя от торца анкера до поверхности бетона. Ширина гофра для приварки анкеров должна быть не менее 50 мм.

Необходимо соблюдать плотность примыкания СПН к прогонам в местах приварки вертикальных анкерных стержней, обеспечи-

вающую прочность сварки и отсутствие прожогов настила. Допускается зазор не более 0,5 мм.

Стыки листов стального профилированного настила по длине следует выполнять на прогонах впритык, без нахлестки.

По ширине листы стыкуют путем нахлестки боковых граней СПН, соединяя их между собой комбинированными заклепками с шагом не более 500 мм

#### 1.4 Расчет комбинированной балки

Принимаем прогон из прокатного двутавра 30Б2 по СТО АСЧМ 20-93. Связь между стальным прогоном и монолитной плитой обеспечивается с помощью анкеров.

Определяем максимальный изгибающий момент в пролете комбинированной балки

$$M_{span} = \frac{ql^2}{8} = \frac{26,36 \cdot 6^2}{8} = 118,62 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

$$\text{где } q = 11,66 \cdot 2,22 \cdot 10^3 + 37 \cdot 9,81 \cdot 1,3 = 26,36 \text{ кН/м}.$$

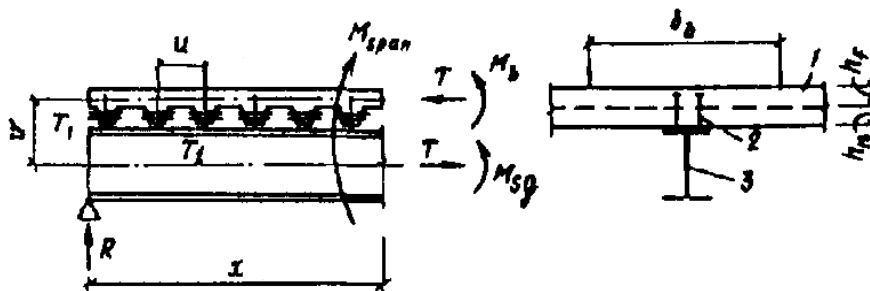


Рисунок 1.6 – Расчетная схема комбинированной балки

Ширину полки  $b_b$  принимаем в соответствии с указаниями [4]:

а.) свесы  $\frac{b_b - b}{2} \leq \frac{L}{6} = 1 \text{ м}$ , тогда  $b_b = 2,15 \text{ м}$ .

б.) при  $h'_f > 0,1h$   $b_b \leq 2,22 \text{ м}$ .

Принимаем окончательно  $b_b = 2,15 \text{ м}$ .

Находим [6] продольную силу  $T$  в соответствии:

$$T = v M_{span} k_t / [\gamma (E_{sg} I_{sg} + E_b I_{rs})]. \quad (3)$$

Здесь  $v$  – расстояние между ц.т. прогона и полки плиты

$$v = 0,5h_f + h_n + 0,5h_{sg} = 0,5 \cdot 80 + 75 + 0,5 \cdot 300 = 265 \text{ мм}.$$

$$I_{rs} = (b_b h_f^3) / 12 = (2,15 \cdot 0,08^3) / 12 = 9,17 \cdot 10^{-5} \text{ м}^4.$$

$$\begin{aligned} \gamma &= \frac{1}{E_{sg} A_{sg}} + \frac{1}{E_b A_{rs}} + \frac{v^2}{E_{sg} I_{sg} + E_b I_{rs}} = \frac{1}{2,1 \cdot 10^{11} \cdot 46,78 \cdot 10^{-4}} + \\ &+ \frac{1}{2,7 \cdot 10^{10} \cdot 2,15 \cdot 0,08} + \\ &+ \frac{0,265^2}{2,1 \cdot 10^{11} \cdot 7210 \cdot 10^{-8} + 2,7 \cdot 10^{10} \cdot 9,17 \cdot 10^{-5}} = \\ &= 5,219 \cdot 10^{-9} \left( \frac{1}{\text{МПа} \cdot \text{м}^2} \right). \end{aligned}$$

Находим значение  $k_t$  по таблице 4 [6] в зависимости от  $\lambda_l$ .

Величину  $\lambda$  вычисляем по формуле

$\lambda = \sqrt{\varepsilon_w \gamma}$ , где  $\varepsilon_w = \varepsilon_a n_{an} / u$  – погонный коэффициент жесткости.

Коэффициент жесткости вертикального анкера на сдвиг определяется по формуле:

$$\varepsilon_a = k_a \cdot d \cdot E_b = 0,13 \cdot 1,6 \cdot 10^{-2} \cdot 2,7 \cdot 10^{10} = 56,16 \text{ МПа} \cdot \text{м}^2.$$

Здесь  $k_a = 0,13$  – при опирании настила широкими полками на стальную балку.

Следовательно

$$\varepsilon_w = 56,16 \cdot 10^6 \cdot 2 / 0,1875 = 0,006 \cdot 10^5 \text{ МПа},$$

$$\text{откуда } \lambda = \sqrt{0,006 \cdot 10^{11} \cdot 5,219 \cdot 10^{-9}} = 1,77 \text{ м}^{-1}.$$

$$\lambda_l = 1,77 \cdot 6 = 10,62.$$

Значение  $k_t$  по таблице 4 [6] принимаем равным 0,930. Таким образом, продольная сдвигающая сила  $T$  составляет

$$T = \frac{0,265 \cdot 118,62 \cdot 10^3 \cdot 0,93}{5,219 \cdot 10^{-9} (2,1 \cdot 10^{11} \cdot 7210 \cdot 10^{-8} + 2,7 \cdot 10^{10} \cdot 9,17 \cdot 10^{-5})} = 317,96 \text{ кН}.$$

Определяем сдвигающее усилие  $T_1$ , приходящееся на крайнюю анкерную связь. Опорная реакция

$$R = \frac{ql}{2} = \frac{26,36 \cdot 10^3 \cdot 6}{2} = 79,08 \text{ кН}.$$

В зависимости от  $\lambda_l$  по таблице 4 [6] находим значение  $k_\tau = 0,812$ .

$$\begin{aligned} T_1 &= v \cdot R \cdot u \cdot k_\tau / [\gamma (E_{sg} I_{sg} + E_b I_{rs})] = 0,265 \cdot 79,08 \cdot 10^3 \times \\ &\times 0,1875 \cdot 0,812 / \\ &/[5,219 \cdot 10^{-9} (2,1 \cdot 10^{11} \cdot 7210 \cdot 10^{-8} + 2,7 \cdot 10^{10} \cdot 9,17 \cdot 10^{-5})] = \\ &= 34,7 \text{ кН}. \end{aligned}$$

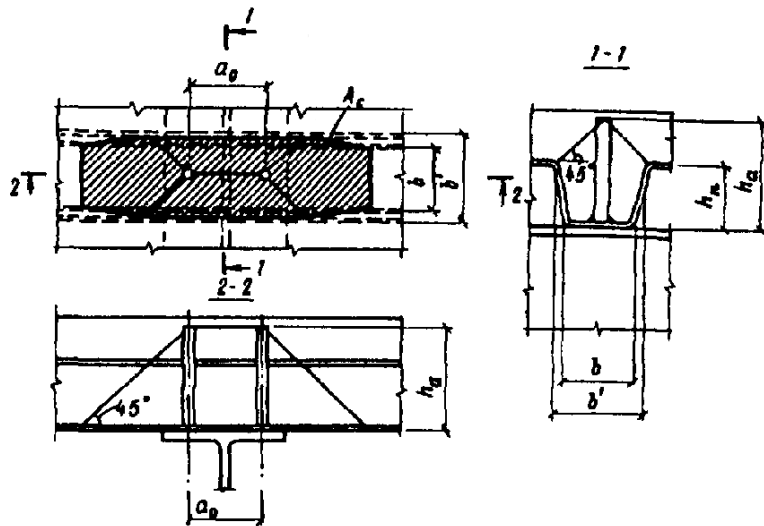


Рисунок 1.7 – К определению площади проекции тела выкалывания бетона на горизонтальную плоскость  $A_c$

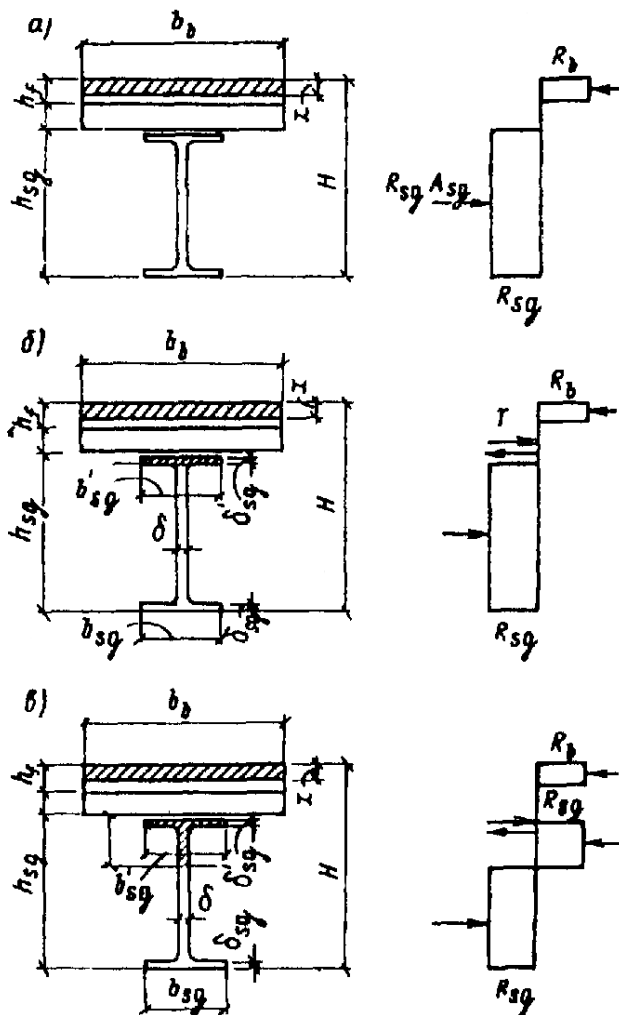


Рисунок 1.8 - Расчетные сечения и схемы усилий для расчета нормальных сечений в пролете комбинированных балок  
 а - для случая 1; б - для случая 2а; в - для случая 2б

Определим прочность анкерной связи прогона с плитой.

Прочность анкерной связи с плитой считается обеспеченной при соблюдении условия  $T_1 \leq T_{an}$ . При этом  $T_{an}$  принимается меньшей из трех величин  $T'_{an}$ ,  $T_b$ ,  $T_{b1}$ .

$$T'_{an} = m_p k_p R_{sa} A_{an} n_{an}, \quad (4)$$

где коэффициент  $k_p$  находим по формуле (46) [6]:

$$k_p = \frac{4,75^3 \sqrt{R_b^4 \sqrt{0,5(b+b')/h_n}}}{(1+0,3A_{an})(0,1 \cdot n_{an} + 0,9) \sqrt{R_{SA}}} = \frac{4,75^3 \sqrt{9,78^4 \sqrt{0,5(9,2+13,75)/7,5}}}{(1+0,3 \cdot 2,01)(0,1 \cdot 2 + 0,9) \sqrt{375}} =$$

$$= 0,331;$$

$m_p = 1$  при работе настила по неразрезной схеме.

Сдвигающее усилие:

$$T'_{an} = 1 \cdot 0,331 \cdot 375 \cdot 2,01 \cdot 2 = 49,9 \text{ кН.}$$

Находим величину несущей способности связи по выкалыванию бетона вокруг анкерных стержней:

$$T_b = 1,7 R_{bt} A_c. \quad (5)$$

$$\text{Здесь } A_c = b'(a_0 + 2h_a) - h_n(b' - b) = 13,75(7 + 2 \cdot 12) - 7,5(13,75 - 9,2) = 392 \text{ см}^2.$$

$$\text{Следовательно, } T_b = 1,7 \cdot 0,765 \cdot 10^6 \cdot 392 \cdot 10^{-4} = 50,98 \text{ кН.}$$

Вычисляем [6] величину несущей способности связи по срезу бетона стержнями вдоль прогона:

$$T_{b1} = R_{bt} A'_c n. \quad (6)$$

$$\text{Здесь } n = 2; A'_c = b_f h_f + 0,5(b + b') h_n = 18,75 \cdot 8 + 0,5 \times (9,2 + 13,75) \cdot 7,5 = 236,1 \text{ см}^2.$$

$$\text{Таким образом, } T_{b1} = 0,765 \cdot 10^6 \cdot 236,1 \cdot 10^{-4} \cdot 2 = 36,1 \text{ кН.}$$

Следовательно, меньшая из трех величин

$$T_{an} = T_{b1} = 36,1 \text{ кН} > T_1 = 34,7 \text{ кН.}$$

Условие выполняется, следовательно, анкеровка плиты на прогонах обеспечена.

*Проверка прочности комбинированной балки по нормальному сечению*

Прочность нормального сечения зависит от соотношения величин  $N_{sg}$ ,  $N_b$ ,  $T'$ . Вычисляем [6] несущую способность стального прогона на растяжение:

$$N_{sg} = R_{sg} A_{sg} = 230 \cdot 10^6 \cdot 46,78 \cdot 10^{-4} = 1075,94 \text{ кН.}$$

Несущая способность бетонной полки плиты на сжатие определяем по формуле [6]:

$$N_b = R_b b_b h_f = 9,78 \cdot 10^6 \cdot 2,15 \cdot 0,08 = 1682,2 \text{ кН.}$$

Несущая способность связей прогона с плитой рассчитываем по формуле (51) [6]:

$$T' = T(T_{an}/T_1) = 317,96(36,7/34,7) = 336,3 \text{ кН.}$$

Т.к.  $T' < N_{sg}$  и  $T' < N_b$ , расчет ведем по второму случаю п. 5.7 [6]. Проверяем условие [6]

$$N \geq R_{sg}(A_{sg} - 2A'_{sg}) = 230 \cdot 10^6(46,78 \cdot 10^{-4} - 2 \cdot 13,5 \times 10^{-4}) = 454,94 \text{ кН.}$$

$$\text{где } A'_{sg} = \delta'_{sg} b'_{sg} = 0,9 \cdot 15 = 13,5 \text{ см}^2.$$

$N_b = 1682,2 \text{ кН} > T' = 336,3 \text{ кН}$  – следовательно, полка плиты сжата частично на высоту от верхней грани.

Принимаем  $N$  меньшей из величин  $N_b$  и  $T'$ . В данном случае  $N = T' = 336,3 \text{ кН} < 454,94 \text{ кН}$ , следовательно, граница сжатой зоны прогона пересекает его стенку.

Расстояние от верха прогона до границы его сжатой зоны находят по формуле:

$$a = [A_{sg} - (N/R_{sg}) - 2\delta'_{sg}(b'_{sg} - \delta)]/2\delta = \\ = \frac{[46,78 \cdot 10^{-4} - (336,3 \cdot \frac{10^3}{230} \cdot 10^6) - 2 \cdot 0,009(0,15 - 0,0065)]}{2} \times \\ \times 0,0065 = 0,0487 \text{ м} = 4,87 \text{ см.}$$

Высота сжатой зоны бетона

$$x = N/(R_b b_b) = 336,3 \cdot 10^3 / (9,78 \cdot 10^6 \cdot 2,15) = 0,016 \text{ м} \\ = 1,6 \text{ см.}$$

В этом случае прочность комбинированной балки по нормальному сечению обеспечивается при соблюдении условия:

$$M_{span} \leq N(H - h_{sg} + a - x/2) + R_{sg} \{ [b_{sg} \delta_{sg} (h_{sg} - a - \delta_{sg}/2) + \\ + b'_{sg} \delta'_{sg} (a - \frac{\delta'_{sg}}{2}) + \\ + [\delta(h_{sg} - \delta'_{sg} - \delta_{sg})(h_{sg} + \delta'_{sg} - \delta_{sg} - 2a)]/2 \} = \\ = 336,3 \cdot 10^3 (0,455 - 0,3 + 0,0487 - \frac{0,016}{2}) + \\ + 230 \cdot 10^6 \{ 0,15 \cdot 0,009(0,3 - 0,0487 - 0,009/2) + \\ + 0,15 \cdot 0,009(0,0487 - 0,009/2) + [0,0065(0,3 - 0,009 - 0,009) \times \\ \times (0,3 + 0,009 - 0,009 - 2 \cdot 0,0487)]/2 \} = 198,9 \text{ кН} \cdot \text{м} > \\ > 118,62 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Условие выполняется, следовательно, прочность сечения обеспечена.

Проверим прочность стального прогона на действие попереч-



ной силы. Проверим условие

$$Q \leq 0,8 \cdot 0,3 \cdot 0,0065 \cdot 230 \cdot 10^6 = 358,8 \text{ кН} > 79,08 \text{ кН},$$

$$\text{где } Q = \frac{ql}{2} = \frac{26,36 \cdot 10^3 \cdot 6}{2} = 79,08 \text{ кН}.$$

Условие выполняется, следовательно, прочность прогона на действие поперечной силы обеспечена.

У крайнего гофра стального профилированного настила комбинированной балки следует устанавливать гнутую арматурную сетку (рис. 3.5) с рабочими стержнями вдоль прогона  $\varnothing 8-10A400$  через 100 мм по длине пролета плиты (см. выше *Конструктивные требования*).

*Расчет по деформациям*

Изгибающий момент от нормативной постоянной и временной нагрузок

$$M_{n,span} = \frac{q^H l^2}{8} = \frac{21,653 \cdot 10^3 \cdot 6^2}{8} = 97,44 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$\text{где } q^H = 9,59 \cdot 10^3 \cdot 2,22 + 37 \cdot 9,81 = 21,653 \text{ кН/м}.$$

Прогиб комбинированной балки находим по формуле [6]:

$$f_{mc} = f_{rc} + f_{sg}. \quad (7)$$

$$\text{Здесь } f_{rc} = (1/r_{rc}) \cdot S l^2,$$

$$\text{где } \frac{1}{r_{rc}} = \frac{1}{r_f} + \frac{1}{r_a} - \text{полная кривизна комбинированной балки}.$$

Кривизну комбинированной балки  $\frac{1}{r_f}$  от эксплуатационной нагрузки без учета податливости анкерных связей рассчитываем по формуле (4.39) [5]:

$$\frac{1}{r_f} = \frac{M_{n,span} \phi_{b2}}{I_{red} E_b \phi_{b1}}. \quad (8)$$

Находим момент инерции приведенного сечения комбинированной балки:

$$I_{red} = \alpha \cdot I_{sg} + [(b_b h_f^3)/12] + b_b \cdot h_f \cdot y_c^2 + \alpha \cdot A_{sg} (v - y_c)^2, \quad (9)$$

$$\text{где } \alpha = E_{sg}/E_b = 2,1 \cdot 10^5 / 2,7 \cdot 10^4 = 7,78; v = 0,265 \text{ м};$$

$y_c$  – центр тяжести приведенного сечения, определяемый по формуле:

$$y_c = S_{red} / A_{red} = (\alpha \cdot A_{sg} \cdot v) / (b_b h_f + \alpha A_{sg}) = \\ = (7,78 \cdot 46,78 \cdot 26,5) / (215 \cdot 8 + 7,78 \cdot 46,78) = 4,62 \text{ см}.$$

Таким образом,

$$I_{red} = 7,78 \cdot 7210 \cdot 10^{-8} + [(2,15 \cdot 0,08^3)/12] +$$

$$+2,15 \cdot 0,08 \cdot 0,0462^2 + 7,78 \cdot 46,78 \times \\ \times 10^{-4} (0,265 - 0,0462)^2 = 276214 \text{ см}^4.$$

Следовательно, кривизна  $\frac{1}{r_f}$  равна

$$\frac{1}{r_f} = \frac{97,44 \cdot 10^3 \cdot 2}{276214 \cdot 10^{-8} \cdot 2,7 \cdot 10^{10} \cdot 0,85} = 0,00307 \text{ м}^{-1}.$$

Кривизну  $\frac{1}{r_a}$ , обусловленную податливостью связей, определяем по формуле [6]:

$$\frac{1}{r_a} = k_f \frac{1}{r_f} \{ [\phi_{b1} \cdot E_b \cdot I_{red} / (\phi_{b1} E_b \cdot I_{rs} + \phi_{b2} E_{sg} I_{sg})] - 1 \}, \quad (10)$$

$$\text{где } I_{rs} = (b_b h_f^3) / 12 = (215 \cdot 8^3) / 12 = 9173,3 \text{ см}^4.$$

Значение коэффициента  $k_f$  находим по таблице 5 [6] зависимости от  $\lambda_l$  по интерполяции

$$\lambda_l = 10,62; \quad k_f = 0,086.$$

Следовательно, кривизна, обусловленная податливостью анкерных связей, равна:

$$\frac{1}{r_a} = 0,086 \cdot 0,00307 \left( \frac{0,85 \cdot 2,7 \cdot 10^{10} \cdot 276214 \cdot 10^{-8}}{0,85 \cdot 2,7 \cdot 10^{10} \cdot 9173,3 \cdot 10^{-8} + 2,21 \cdot 10^{11} \cdot 7210 \cdot 10^{-8}} - 1 \right) = 0,000253 \text{ м}^{-1}.$$

Таким образом, полная кривизна комбинированной балки

$$\frac{1}{r_{rc}} = 0,00307 + 0,000253 = 0,00333 \text{ м}^{-1}.$$

Находим полный прогиб комбинированной балки в процессе эксплуатации:

$$f_{rc} = 0,00333 \cdot \frac{5}{48} \cdot 6^2 = 0,012 \text{ м} = 1,2 \text{ см}.$$

Определяем прогиб стального прогона от действия собственной массы и массы перекрытия:

$$f_{sg} = \frac{5}{384} \frac{q l^4}{E_{sg} I_{sg}} = \frac{5}{384} \frac{13,37 \cdot 10^3 \cdot 6^4}{2,1 \cdot 10^{11} \cdot 7210 \cdot 10^{-8}} = 1,49 \text{ м},$$

$$\text{где } q = 5,89 \cdot 10^3 \cdot 2,22 + 30 \cdot 9,81 = 13,37 \text{ кН/м}.$$

Полный прогиб балки  $f_{mc}$  равен:

$$f_{mc} = 1,2 + 1,49 = 2,69 \text{ см} < f_{ult} = \frac{L}{200} = \frac{600}{200} = 3,00 \text{ см}.$$

Здесь  $f_{ult}$  – предельное значение прогиба по позиции 2,а таблицы Е.1 [2].

Условие выполняется, следовательно, жесткость комбинированной балки обеспечена.

## БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СП 16.13330.2011 «Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81\*». – М.: Минрегион России, 2011.
2. СП 20.13330.2011 «Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85\*». – М.: Минрегион России, 2011.
3. СП 22.13330.2011 «Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83\*». – М.: Минрегион России, 2011.
4. СП 63.13330.2012 «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003». – М.: Минрегион России, 2012.
5. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры (к СП 52-101-2003). ЦНИИПромзданий, НИИЖБ. – М.: ОАО «ЦНИИПромзданий», 2005. – 214 с.
6. Рекомендации по проектированию монолитных железобетонных перекрытий со стальным профилированным настилом, НИИЖБ. – М.: НИИЖБ, 1987 г.
7. СТО 0047-2005 «Перекрытия сталежелезобетонные с монолитной плитой по стальному профилированному настилу», ЦНИИПСК им. Мельникова, Хилти Дистрибьюшн Лтд. – М.: ЗАО «ЦНИИПСК им. Мельникова», 2005.
8. Металлические конструкции. В 3 т. Т.1-3.: Учеб. для строит. вузов / В.В. Горев, Б.Ю. Уваров, В.В. Филиппов и др.; под ред. В.В. Горева. – М.: Высш. шк., 2004. – 551 с.
9. Федоров, Виктор Сергеевич. Строительные конструкции : учебное пособие для студентов вузов, обуч. по направлению подготовки бакалавриата "Строительство", профиль "Промышленное и гражданское строительство" / В. С. Федоров, Я. И. Швидко, В. Е. Левитский. - Москва : Кнорус, 2020. - 396 с.