

ФЕДЕРАЛЬНОЕ АГЕНТСТВО ПО ОБРАЗОВАНИЮ  
КАЗАНСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ АРХИТЕКТУРНО-  
СТРОИТЕЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ

Кафедра металлических конструкций и  
испытания сооружений

**РАСЧЕТ КОМБИНИРОВАННОГО ПЕРЕКРЫТИЯ**

Методические указания к курсовому проекту  
«Многоэтажное общественное здание»  
для студентов 5-ого курса специальности  
270102, 270101 и дипломников.

Казань  
2008 год

УДК 692.522

Составители: М.Т. Сибгатуллин, О.И. Ефимов

Методические указания «Расчет комбинированного перекрытия» для выполнения раздела курсового проекта «Многоэтажное общественное здание» студентами 5-ого курса специальности 270102, 270101 и дипломников/ Казанский государственный архитектурно-строительный университет; Составители: М.Т. Сибгатуллин, О.И. Ефимов. Казань: КГАСУ, 2008 г. – 30 с.

Данные методические указания предназначены для самостоятельной работы студентов специальности 270102 и 270101 по расчету и конструированию комбинированного перекрытия в составе курсового проекта на тему «Многоэтажное общественное здание», а также для самостоятельной разработки указанной темы в рамках дипломного проектирования.

Рецензент: Дтн, профессор Кузнецов И.Л.

Иллюстраций: 16

Библиография: 5 наименований

Казанский государственный  
архитектурно - строительный  
университет, 2008 г.

## Основные буквенные обозначения.

### Усилия от внешних нагрузок

- $M$  - изгибающий момент;  
 $Q$  - поперечная сила;  
 $T$  - продольная сила растяжения (сжатия).

### Характеристики материалов

- $R_b$  - расчетное сопротивление бетона осевому сжатию;  
 $R_{bt}$  - расчетное сопротивление бетона осевому растяжению;  
 $R_n$  - расчетное сопротивление стального профнастила (СПН) растяжению;  
 $R_{ns}$  - расчетное сопротивление СПН срезу;  
 $R_s$  - расчетное сопротивление стержневой арматуры растяжению;  
 $R_{sc}$  - расчетное сопротивление стержневой арматуры сжатию;  
 $R_{sw}$  - расчетное сопротивление стержневой поперечной арматуры растяжению;  
 $R_{sa}$  - расчетное сопротивление анкерного стержня растяжению;  
 $R_{sg}$  - расчетное сопротивление стали прогона растяжению, сжатию и изгибу;  
 $E_b$  - начальный модуль упругости бетона при сжатии и растяжении;  
 $E_n$  - модуль упругости СПН;  
 $E_s$  - модуль упругости стержневой арматуры;  
 $E_{sg}$  - модуль упругости стали прогона;  
 $\gamma_n$  - коэффициент условий работы СПН.

### Характеристики сечения плиты

- $b_f$  - ширина полки таврового сечения плиты, ширина одного гофра СПН;  
 $b$  - ширина ребра по низу таврового сечения плиты, ширина нижней (опорной) грани СПН;  
 $b'$  - ширина ребра по верху таврового сечения плиты;  
 $b_i$  - ширина плоских участков сжатых полок;  
 $h$  - высота таврового сечения плиты;  
 $h_n$  - высота СПН;  
 $h_f$  - высота бетонной полки таврового сечения плиты;  
 $h_0$  - рабочая высота сечения;  
 $t$  - толщина листа СПН;  
 $x$  - высота сжатой зоны бетона;  
 $y_c$  - расстояние от узкой грани СПН до его центра тяжести;

- $a$  - расстояния от равнодействующей усилий в стержневой арматуре в растянутой зоне до ближайшей грани сечения;
- $a'$  - расстояния от равнодействующей усилий в стержневой арматуре в сжатой зоне до ближайшей грани сечения;
- $d$  - номинальный диаметр анкерного стержня;
- $l$  - пролет плиты;
- $A$  - площадь всего бетона в поперечном сечении плиты;
- $A_b$  - площадь сечения сжатой зоны бетона;
- $A_{n1}$  - площадь сечения одного гофра СПН;
- $A_s$  - площадь сечения стержневой арматуры, расположенной в растянутой зоне, от действия внешних сил;
- $A'_s$  - площадь сечения стержневой арматуры, расположенной в сжатой зоне, от действия внешних сил;
- $A_{sw}$  - площадь сечения поперечной стержневой арматуры;
- $A_{red}$  - площадь приведенного сечения плиты;
- $A_{an}$  - площадь сечения анкерного стержня;
- $I_x$  - момент инерции СПН;
- $I_{rs}$  - собственный момент инерции плиты;
- $I_{red}$  - момент инерции приведенного сечения плиты;
- $f_m$  - прогиб плиты от нагрузки, обусловленный деформацией изгиба.

#### **Характеристики сечения комбинированной балки**

- $b_b$  - ширина сечения комбинированной балки;
- $H$  - высота комбинированной балки;
- $h_{sg}$  - высота прогона;
- $b_{sg}$  - ширина полки по низу прогона;
- $b'_{sg}$  - ширина полки по верху прогона;
- $\delta_{sg}$  - толщина нижней полки прогона;
- $\delta'_{sg}$  - толщина верхней полки прогона;
- $\delta$  - толщина стенки прогона;
- $l_{sg}$  - длина пролета прогона;
- $I_{sg}$  - собственный момент инерции прогона;
- $A_{sg}$  - площадь сечения стального прогона;
- $A_{rs}$  - площадь сечения полки плиты в комбинированной балке.

## **ВВЕДЕНИЕ.**

Основной целью выполнения данного раздела курсового проекта является закрепление теоретических знаний студентов по расчету и проектированию комбинированного перекрытия.

В составе данного раздела курсового проекта должны быть решены следующие вопросы:

1. обоснованный выбор материалов для комбинированного перекрытия;
2. определение действующих нагрузок, разработка расчетных схем элементов перекрытия на стадиях возведения и эксплуатации, выполнение статических расчетов;
3. проверка несущей способности СПН (стального профилированного настила) в стадии возведения;
4. проверка несущей способности комбинированного перекрытия в стадии эксплуатации;
5. расчет и конструирование комбинированной балки в стадиях возведения и эксплуатации.

### **1. ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ ДЛЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ.**

Основные геометрические параметры для расчета и конструирования комбинированного перекрытия принимаются студентом в ходе работы над курсовым проектом «Многоэтажное общественное здание». При выполнении расчета и конструирования комбинированного перекрытия как самостоятельной независимой работы исходные данные принимаются по таблице 1.1 и 1.2 в соответствии с порядковым номером в списке группы. Не оговоренные специально исходные данные принимаются студентом самостоятельно (тип стержневой арматуры и анкеров, сталь балок настила и т.п.)

Код задания.

Таблица 1.1.

№ п/п	1 группа	2 группа	3 группа
1	1 1 1 1 1 3	1 1 2 1 2 3	1 1 3 2 1 3
2	2 1 1 1 2 2	1 1 1 1 2 2	1 1 2 1 3 2
3	1 2 1 3 3 1	2 1 3 1 1 1	1 1 1 1 3 1
4	2 1 3 3 3 3	1 2 1 3 1 3	3 2 1 2 1 3
5	1 1 3 3 3 2	2 1 3 1 2 2	1 2 1 3 2 2
6	2 1 1 3 2 1	1 2 1 1 1 1	2 1 3 2 3 1
7	3 2 1 1 2 3	3 2 1 1 1 3	1 1 3 3 2 3
8	1 2 1 2 3 2	2 1 1 1 1 2	2 1 1 3 1 2
9	3 2 1 3 1 1	2 1 3 3 1 1	1 2 1 2 2 1
10	1 1 1 2 1 3	2 1 1 3 3 3	3 2 1 1 3 3
11	1 1 2 2 1 2	1 1 1 2 2 2	2 1 1 1 3 2
12	1 1 3 1 2 1	1 1 2 2 2 1	1 1 1 2 3 1
13	3 2 2 3 3 3	1 1 3 1 3 3	1 1 2 2 3 3
14	2 1 2 2 3 2	3 2 1 3 3 2	1 1 3 1 1 2
15	3 2 2 2 2 1	2 1 2 2 2 1	3 2 1 3 2 1
16	1 2 1 1 2 3	3 2 1 2 3 3	1 2 2 1 1 3
17	3 2 2 1 3 2	1 1 3 3 1 2	2 1 2 2 1 2
18	2 1 1 2 1 1	3 2 2 2 3 1	1 2 1 1 3 1
19	3 2 1 2 2 3	2 1 1 2 3 3	2 1 2 3 3 3
20	1 1 1 3 1 2	3 2 2 3 2 2	2 1 1 2 2 2
21	1 1 2 3 3 1	1 1 1 3 2 1	2 1 3 3 2 1
22	3 2 2 3 1 3	1 1 2 3 1 3	1 1 1 3 3 3
23	2 1 2 1 3 2	3 2 2 2 1 2	1 1 2 3 2 2
24	2 1 3 2 2 1	2 1 3 2 1 1	3 2 2 2 1 1
25	1 2 1 2 1 3	2 1 2 1 2 3	2 1 2 1 1 3
26	3 2 3 1 1 2	3 2 3 2 1 2	1 2 2 1 2 2
27	2 1 2 3 1 1	1 1 3 2 2 1	2 1 3 1 3 1
28	3 2 3 1 3 3	2 1 2 3 2 3	3 2 3 2 2 3
29	3 2 2 1 2 2	3 2 3 1 2 2	3 2 3 2 3 2
30	1 1 2 1 1 1	1 2 2 1 3 1	1 1 3 2 3 1

Исходные данные.

Таблица 1.2.

Шаг балок, м	Марка СПН	Марка стали	Класс бетона	Подача бетона	Пролет балок, м
1	2	3	4	5	6
3,0	H80A 674-1,0	C245	B15	Насосом	7,0
2,5	H80A 674-1,0	C255	B12,5	Бадьями	5,0
2,0	H80A 674-0,9	C275	B20	Насосом	6,0

В рамках курсового проекта толщина бетона над профнастилом принимается: 50 мм, если шаг балок 2,0 метра; 60 мм – 2,5 метра; 70 мм – 3,0 метра.

## 2. РЕКОМЕНДУЕМЫЕ МАТЕРИАЛЫ И КОНСТРУКТИВНЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

Из практики проектирования подобных конструкций рекомендовано к применению следующее.

1. Тяжелые бетоны на обычном или мелкозернистом заполнителе классов не ниже В15, а также легкие бетоны на пористых заполнителях классов не ниже В12,5. Расчетные характеристики принимаются согласно [1].

2. СПН с выштампованными рифами, характеристики которого приведены в табл.2.1, а размеры на рис.2.1.

Таблица 2.1.

Геометрические характеристики

Марка СПН	Угол наклона грани $\alpha$ , град	Размеры сечения			Площадь сечения $A_n$ , $см^2$	Масса $a$ , $кг/м$
		$t$ , мм	$h$ , мм	$r$ , мм		
Н80А 674-0,9	80,2	0,9	79,1	5,0	11,3	9,4
Н80А 674-1,0	80,2	1,0	79,0	5,0	12,5	10,3

Продолжение табл.2.1.

Марка СПН	Справочные величины на 1 м ширины СПН				Масса $1 м^2$ , кг
	$I_x$ , $см^4$	$W_{x1}$ , $см^3$	$W_{x2}$ , $см^3$	$u_c$ , $см$	
Н80А 674-0,9	167,51	38,59	45,76	4,297	13,9
Н80А 674-1,0	185,58	42,76	50,7	4,288	15,3

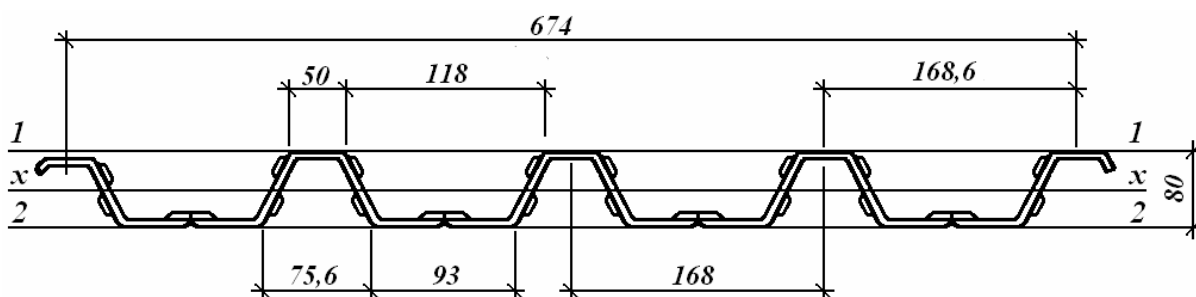


Рис.2.1. Размеры СПН с выштампованными рифами.

3. Дополнительная гибкая арматура плиты - арматурная сталь классов А-II, А-III и Вр. Вертикальные анкеры – арматурная сталь классов А-II и А-III диаметром 12 – 16 мм. Расчетные характеристики арматурной стали принимаются согласно [1].

## 2. КОНСТРУКТИВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ.

1. Комбинированная плита может опираться на стальные и железобетонные балки настила, а также на кирпичные и бетонные стены. Целесообразно, при опирании плиты на стальные балки настила обеспечивать ее совместную работу с ними и балки настила рассматривать как комбинированные.

2. Плиту перекрытия можно проектировать по однопролетной и многопролетной неразрезной схемам. Длину пролета следует назначать в пределах 1,5 – 3 м.

3. Вертикальные стержневые анкеры принимают по расчету. Число анкеров должно быть не менее одного в каждом гофре по концам СПН и не менее одного через два гофра на его промежуточных опорах. Длину анкеров следует принять равной высоте плиты за вычетом защитного слоя.

4. Стыки листов СПН по длине выполнять на балках настила впритык, без нахлеса. По ширине листы стыкуют путем нахлеста боковых краев СПН, соединяя их между собой комбинированными заклепками с шагом не более 500 мм.

5. Для общего или местного усиления перекрытия допускается установка дополнительной гибкой арматуры в виде отдельных стержней, каркасов и сеток, учитываемых в расчете. Нижние продольные стержни рабочей арматуры устанавливаются в гофрах СПН без обрыва в пролете. Расстояние от конца гибкой арматуры до конца СПН на крайних опорах должно быть не более 20 мм. Расстояние от стержня до стенок и нижней полки СПН должно быть не менее 20 мм. В неразрезных плитах перекрытия возможна установка верхних продольных стержней в соответствии с эпюрой моментов. При этом обрыв стержней верхней арматуры в пролете не ближе чем в четверти пролета от оси опоры.

6. В верхней зоне плиты укладывается противоусадочная сетка из расчета 0,02% площади сечения бетона над настилом, но не менее чем сетка диаметром 3 мм из проволоки Вр-1 с шагом стержней в двух направлениях 200 мм. По высоте сетка располагается ниже верхней поверхности плиты на величину защитного слоя бетона, равного 15 мм.

7. Толщину бетонной полки плиты перекрытия над СПН определяют путем расчета на прочность и деформативность, а также, исходя из технико-экономических соображений. Она должна быть не менее 30 мм, а при отсутствии в конструкциях пола бетонной стяжки - не менее 50 мм.

8. СПН рекомендуется ориентировать широкими гофрами



вниз. При отсутствии гибкой арматуры допускается ориентация СПН узкими полками вниз.

9. При устройстве отверстий в плите следует предусмотреть дополнительную арматуру для усиления прилегающих к отверстию участков перекрытия и бортовую опалубку по контуру отверстия, что обеспечивает возможность вырезки настила.

## 4. РАСЧЕТ ПЛИТЫ

При проектировании монолитных железобетонных плит с применением СПН расчет выполняют для двух стадий работы - возведения и эксплуатации.

### 4.1. Расчет настила в стадии возведения.

В стадии возведения несущей конструкцией является СПН. При расчете определяют его прочность и деформативность как для стального тонкостенного изгибаемого элемента.

#### 4.1.1. Сбор нагрузок.

В стадии возведения на СПН действуют нагрузки от собственного веса настила, веса свежееуложенного бетона и монтажная нагрузка, включающая вес оборудования и людей при производстве работ (табл. 4.1).

Таблица 4.1.

Сбор нагрузок в стадии возведения.

Вид нагрузки	Нормативная.	$\gamma_f$	Расчетная
Собственный вес настила	По ТУ или ГОСТ	1,05	
Масса уложенного бетона	$\gamma \times (h_b + h_f)^*$	1,2	
Монтажная нагрузка: при выгрузке бетона из бадей вместим. 0.8 м <sup>3</sup>	2500 Н / м <sup>2</sup>	1,3	
при подаче бетона бетононасосами	500 Н / м <sup>2</sup>	1,3	
Всего:			

\*  $\gamma$  - плотность бетонной смеси;  $h_b$  - приведенная толщина бетона в пределах высоты сечения настила;  $h_f$  - высота полки таврового сечения плиты.

Приведенная толщина бетона  $h_b$  (рис.4.1 а) определяется по формуле:

$$h_b = [(b + b') \times h_n] / (2 \times s_n), \quad (4.1)$$

где  $s_n$  - расстояние между осями гофров.

#### 4.1.2. Проверка прочности СПН.

Прочность СПН проверяют для опорных и пролетных сечений по условиям:

$$\frac{M}{W_x} \leq R_n; \quad (4.2) \quad \frac{Q}{\sum t \times h_n} \leq R_{ns}, \quad (4.3)$$

где:  $M$  - максимальный изгибающий момент от расчетных нагрузок на 1 м ширины настила;

$W_x$  - расчетный момент сопротивления на 1 м ширины настила для проверяемых верхних или нижних полок;

$Q$  - максимальное значение поперечной силы от расчетных нагрузок, приходящееся на 1 м ширины настила;

$t, h_n$  - толщина и высота настила;

$R_n, R_{ns}$  - расчетные сопротивления СПН растяжению и срезу.

На момент возведения в сжатых полках СПН возможна потеря местной устойчивости на определенных участках полки. Поэтому в формуле (4.2) для проверки прочности сжатых полок необходимо использовать  $W_x$ , определенный с учетом исключения из работы их неустойчивых частей.

В первом приближении, ширину устойчивой части сжатой полки определяют по формуле:

$$b_{red} = \frac{879}{\sqrt{\sigma_n}} \left( 1 - \frac{192 \times t}{b_i \times \sqrt{\sigma_n}} \right) \times t, \quad (4.4)$$

где  $\sigma_n$  (МПа) - напряжение по (4.2) для сжатой полки, полагая что вся сжатая полка работает устойчиво с шириной  $b_i = b - 2 \times r$  ( $r$  - радиус закругления СПН) (рис.4.1 б).

Во втором приближении за  $b_i$  принимается полученное значение  $b_{red}$ , вычисляется для сжатых полок  $W_x$  с учетом исключения из сечения их неустойчивых частей, определяется  $\sigma_n$  (МПа) по (4.2), вновь вычисляется значение  $b_{red}$  по (4.4). И так далее, до тех пор, пока разница между полученным и предыдущим значением  $b_{red}$  не будет менее 3 %. Последние значения  $b_{red}$  и  $W_x$  являются расчетными.

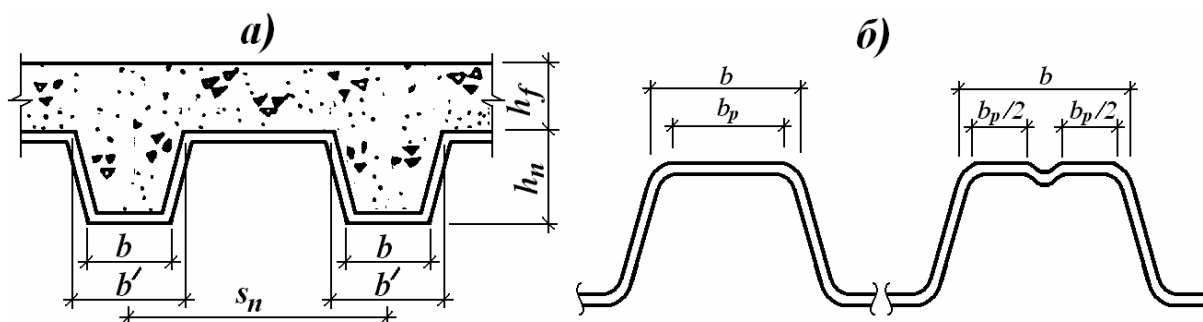


Рис.4.1. *a* – к определению приведенной толщины бетона;  
*б* – к определению ширины плоских участков сжатых полок.

Если же сразу уровень напряжений в сжатых полках отвечает условию:

$$\sigma_n = M / W_x \leq 34,3 \times 10^4 \times (t / b_i)^2 \text{ МПа}, \quad (4.5)$$

то сжатые полки устойчивы на всей ширине и за расчетные значения момента сопротивления  $W_x$  для них принимаются значения по табл. 2.1 или ТУ на СПН.

#### 4.1.3. Проверка прогибов СПН.

Прогиб настила на стадии возведения должен отвечать условию:

$$f_n = k_n \times [(q_n \times l_n^4) / (E_n \times I_x)] + a \leq (1 / 200) \times l_n, \quad (4.6)$$

где:  $f_n$  - прогиб настила под нагрузкой в середине крайнего пролета;

$k_n$  - коэффициент, определяемый в зависимости от схемы раскладки СПН (для однопролетного настила - 0,013, двухпролетного - 0,0091, для трех- и более пролетного - 0,0088);

$q_n$  - нормативная погонная нагрузка (табл. 4.1);

$l_n$  - расчетный пролет настила;

$a$  - эмпирическая величина, равная для многопролетных настилов 2 мм, для однопролетных 0;

$I_x$  - расчетный момент инерции рассматриваемого сечения настила на 1 м его ширины с учетом исключения из работы неустойчивых частей сжатых полок. Как и ранее, эта величина определяется последовательным приближением. В первом приближении

$$b'_{red} = \frac{1131}{\sqrt{\sigma_n}} \left( 1 - \frac{247 \times t}{b_i \times \sqrt{\sigma_n}} \right) \times t. \quad (4.7)$$

Здесь  $\sigma_n$  (МПа) по (4.2) от действия нормативной погонной нагрузки.

Приближение осуществляется опять до разницы 3 %.

Если же сразу уровень нормальных напряжений в сжатых полках отвечает условию

$$\sigma_n = M_{n,span} / W_x \leq 57,4 \times 10^4 \times (t / b_i)^2 \text{ МПа}, \quad (4.8)$$

то эти полки устойчивы на всей ширине и за расчетное значение момента инерции  $I_x$  сечения принимаются значения по табл. 2.1 или ТУ на СПН.

В (4.8)  $M_{n,span}$  - наибольший изгибающий положительный момент в пролете от действия нормативной нагрузки, при которой определяется прогиб, без учета собственного веса плиты ( $H \times m$ ).

#### 4.2. Расчет настила в стадии эксплуатации.

В стадии эксплуатации несущей конструкцией является железобетонная плита, в которой СПН используется как внешняя рабочая арматура.

При расчете плиты следует учитывать полную расчетную нагрузку на нее, включая собственный вес.

Расчет железобетонной плиты, армированной СПН, при отсутствии надпорной расчетной гибкой арматуры рекомендуется выполнять как для однопролетной конструкции. При этом опорные моменты, воспринимаемые настилом на промежуточных опорах (где он является непрерывным), допускается учитывать как внешнюю нагрузку, определяя эти моменты по сечению настила и расчетным сопротивлениям листа без учета работы бетона (рис. 4.2.)

В случаях установки в плите над опорами расчетной гибкой арматуры, усилия в плите определяют как для неразрезной железобетонной конструкции, допуская перераспределение моментов в соответствии с требованиями трещиностойкости.

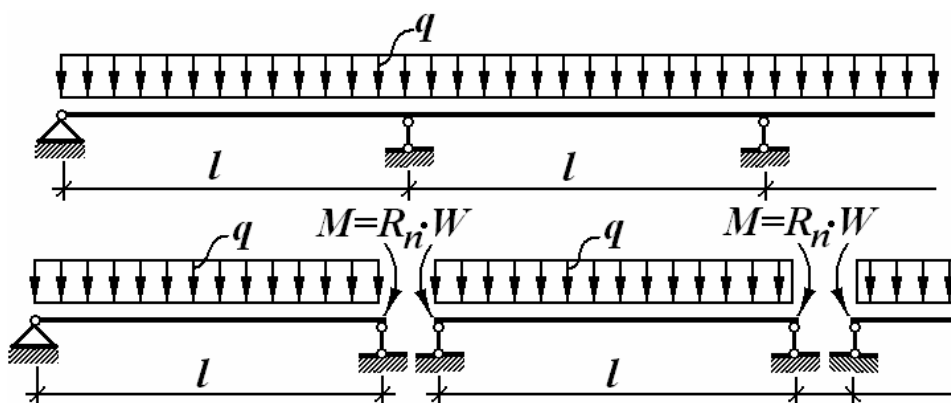


Рис.4.2. Расчетная схема плиты при отсутствии гибкой арматуры в надпорной зоне.

За расчетное сечение плиты в пролете принимают тавровое сечение шириной полки  $b_f$  равной расстоянию между осями гофров СПН, и высотой, равной высоте СПН и толщине слоя бетона над верхней гранью настила (рис. 4.5).

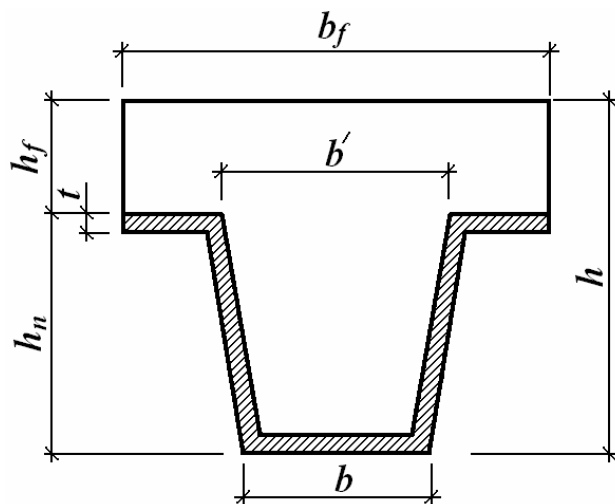


Рис.4.4. Расчетное сечение плиты в пролете.

Расчет железобетонной плиты с внешней арматурой в виде СПН выполняют:

1. на прочность нормальных сечений плиты;
2. на прочность наклонных сечений плиты;
3. на прочность анкеровки настила;
4. на смятие ребер плиты по плоскости опор;
5. по деформациям.

Расчет плиты на образование и раскрытие трещин в растянутой зоне бетона снизу не проводится. Для верхней поверхности бетона надпорных зон он выполняется только в случаях установки расчетной надпорной гибкой арматуры, создающей неразрезность конструкции, как для железобетонного изгибаемого элемента с обычным армированием без учета СПН.

При расчете прочности сечений плиты принимается:

- сопротивление бетона растяжению равным нулю;
- сопротивление сжатию равным расчетному сопротивлению  $R_b$  с равномерным распределением по сжатой зоне сечения;
- напряжения в СПН равномерно распределенными по высоте и равными расчетному сопротивлению листовой стали  $R_n$  с введением для настила с рифами коэффициента условий работы  $\gamma_n = 0,8$ ;

- напряжения в гибкой арматуре принимаются равными расчетным сопротивлениям  $R_s$  и  $R_{sc}$ ;

- рабочая высота сечения  $h_0$  определяется как расстояние от крайней сжатой грани плиты до точки приложения равнодействующей растягивающих усилий в СПН и гибкой арматуре.

Граничное значение относительной высоты сжатой зоны сечения плиты определяется по формуле:

$$\xi_R = \omega / [1 + R \times (1 - \omega / 1,1) / \sigma_{sR}], \quad (4.9)$$

где:  $\omega$  - характеристика сжатой зоны (для тяжелого бетона  $\omega = 0,85 - 0,008 \times R_b$  для бетона на пористом заполнителе  $\omega = 0,8 - 0,008 \times R_b$ );

$R$  - наибольшая из величин расчетных сопротивлений бетона, растяжению настила или гибкой арматуры, **МПа**;

$\sigma_{sR}$  - напряжение в арматуре (п. 3.12 СНиП [1]), **МПа**.

При подборе сечений плиты рекомендуется соблюдать условие  $x \leq \xi_R \times h_0$ . Если оно не соблюдается, то высоту сжатой зоны при расчете прочности нормальных сечений плиты следует принимать равной граничному значению  $x = \xi_R \times h_0$ .

#### 4.2.1. Проверка прочности нормальных сечений.

Прочность нормальных сечений плиты в пролете зависит от положения нейтральной оси. Возможны три случая расчета.

**Случай 1.** Нейтральная ось находится в пределах толщины полки плиты и не пересекает стенок профилированного настила (рис. 4.5).

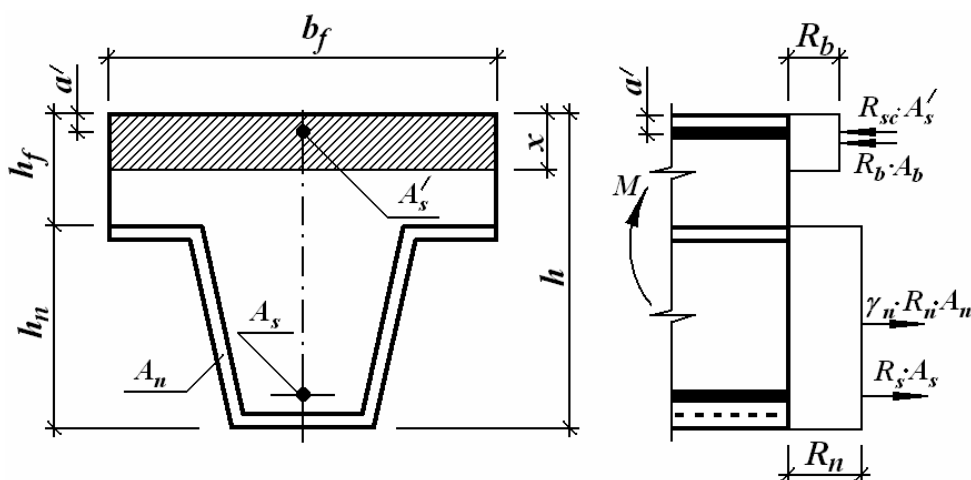


Рис.4.5. Схема усилий в пролетном сечении плиты при расположении нейтральной оси в пределах толщины полки плиты.

Высота сжатой зоны сечения плиты определяется условием равновесия отсеченной части

$$R_b \times b_f \times x = \gamma_n \times R_n \times A_n + R_s \times A_s - R_{sc} \times A'_s, \quad (4.10)$$

где  $\gamma_n$  - коэффициент условий работы СПН как арматуры в нормальном сечении плиты.

Прочность нормального сечения плиты обеспечена, если соблюдается условие:

$$M_{span} \leq R_b \times b_f \times x \times (h_0 - 0,5 \times x) + R_{sc} \times A'_s \times (h_0 - a'), \quad (4.11)$$

где,  $M_{span}$  - изгибающий момент в рассматриваемом сечении плиты.

**Случай 2.** Нейтральная ось находится в пределах высоты ребер плиты и пересекает стенки профилированного настила (рис.4.6)

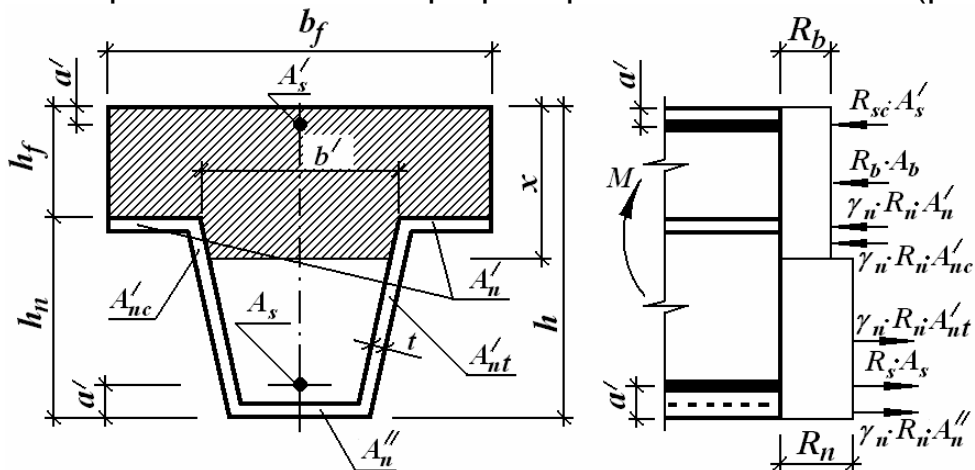


Рис.4.6. Схема усилий в пролетном сечении плиты при расположении нейтральной оси в пределах ребра сечения.

Как и раньше, высота сжатой зоны плиты определяется условием равновесия отсеченной части

$$R_b \times [b' \times x + (b_f - b') \times h_f] + \gamma_n \times R_n \times [A'_n + 2 \times t \times (x - h_f)] + R_{sc} \times A'_s = \gamma_n \times R_n \times [A''_n + 2 \times t \times (h_n + h_f - x)] + R_s \times A_s, \quad (4.12)$$

где  $A'_n$  - площадь сечения верхней полки одного гофра настила;  $A''_n$  - то же, нижней полки.

В этом случае, прочность нормального сечения плиты будет обеспечена, если

$$M_{span} \leq R_b \times S_{bx} + \gamma_n \times R_n \times [S'_n + t \times (x - h_f)^2 + t \times (h - x)^2 + S''_n] + R_s \times S_{sx} + R_{sc} \times S'_{sx}, \quad (4.13)$$

где  $S_{bx}$  - статический момент площади сечения сжатого бетона относительно оси, проходящей по границе сжатой зоны бетона;

$S'_n, S''_n$  - статические моменты площади соответственно верхней и нижней полки СПН относительно оси, проходящей по границе сжатой зоны бетона;

$S_{sx}, S'_{sx}$  - статические моменты площади соответственно растянутой и сжатой арматуры относительно оси, проходящей по границе сжатой зоны бетона.

Если при определении высоты сжатой зоны по формуле (4.10) получается, что  $x > h_f$ , а по формуле (4.12),  $x < h_f$ , то прочность нормального сечения плиты рассматривают по случаю 3.

**Случай 3.** Нейтральная ось находится на уровне верхней полки профилированного настила  $x = h_f$  (рис.4.7)

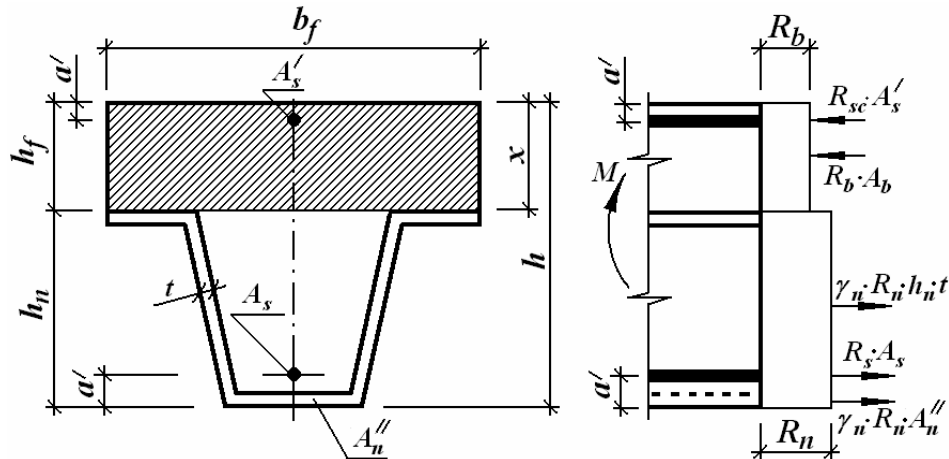


Рис.4.7. Схема усилий в пролетном сечении плиты при расположении нейтральной оси в полке СПН.

Прочность нормального сечения плиты в этом случае обеспечена если

$$M_{span} \leq 0,5 \times R_b \times b_f \times h_f^2 + \gamma_n \times R_n \times (A''_n \times h_n + t \times h_n^2) + R_s \times A_s \times (h_n - a) + R_{sc} \times A'_s \times (h_f - a') \quad (4.14)$$

Расчет прочности нормальных сечений плиты на ее промежуточных опорах выполняется только в случаях установки расчетной надпорной гибкой арматуры, обеспечивающей неразрезность конструкции. Прочность нормальных сечений плиты определяют как для сечений железобетонных элементов, армированных гибкой арматурой, по СНиП [1] без учета стального профилированного настила.



#### 4.2.2. Проверка прочности наклонных сечений.

Прочность сечений, наклонных к продольной оси плиты перекрытия, проверяют на действие поперечной силы. Угол наклонной трещины принимается равным  $45^\circ$  к горизонтальной оси (рис.4.8). Прочность обеспечена если соблюдаются условия

$$Q \leq 0,17 \times R_n \times h_n \times 2 \times t + \sum R_{sw} \times A_{sw} + Q_b \quad (4.15)$$

$$Q \leq 0,3 \times \varphi_{w1} \times \varphi_{b1} \times R_b \times (b + 0,5 \times b') \times h_0, \quad (4.16)$$

где:  $0,17 \times R_n \times h_n \times 2 \times t$  - поперечное усилие, воспринимаемое стенками настила в одном гофре;

$\sum R_{sw} \times A_{sw}$  - сумма поперечных усилий, воспринимаемых поперечными стержнями, пересекающими наклонное сечение;

$Q_b$  - поперечное усилие, воспринимаемое бетоном;

$\varphi_{w1}$  и  $\varphi_{b1}$  - коэффициенты, принимаемые по СНиП [1].

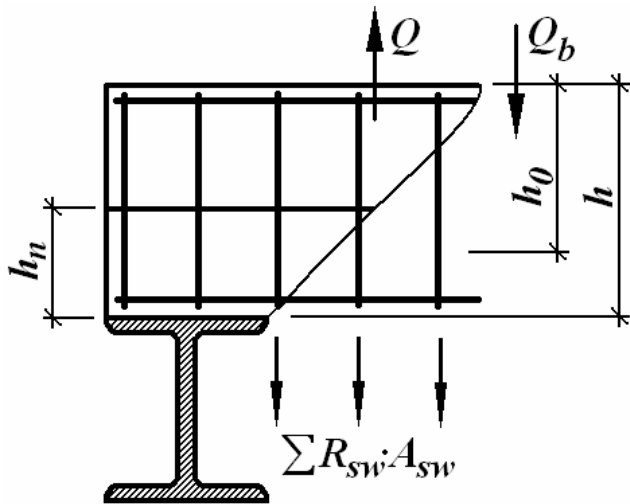


Рис.4.8. Схема усилий в наклонном сечении плиты при расчете его прочности на действие поперечной силы.

Поперечное усилие  $Q_b$ , воспринимаемое бетоном, определяют по формулам

$$Q_b = \{ [\varphi_{b2} \times (1 + \varphi_f + \varphi_n) \times R_{bt} \times (b + b') / 2] \times h_0^2 \} / h \quad \text{или}$$

$$Q_b = \{ [\varphi_{b4} \times (1 + \varphi_n) \times R_{bt} \times (b + b') / 2] \times h_0^2 \} / h, \quad (4.17)$$

где:  $\varphi_{b2}, \varphi_f, \varphi_n$  - коэффициенты, принимаемые по СНиП [1], вводимые при наличии поперечной арматуры;

$\varphi_{b4}, \varphi_n$  - коэффициенты, принимаемые по СНиП [1], вводимые при отсутствии поперечной арматуры/

#### 4.2.3. Проверка прочности анкерования настила.

Прочность анкерования СПН в бетоне определяют для крайних пролетов плиты. Расчет анкерования выполняют для нормального

сечения плиты в месте действия наибольшего изгибающего момента, в четверти пролета и в местах приложения сосредоточенных нагрузок. Прочность анкеровки будет обеспечена если в каждом из рассматриваемых сечений соблюдается условие:

$$M_{span} \leq (T_{an} + T_{rif}) \times z_n + m_{an} \times R_s \times A_s \times z_s, \quad (4.18)$$

где:  $T_{an}$  - сопротивление анкеровки сдвигу на опорах по концам настила;

$T_{rif}$  - сопротивление рифов, расположенных на стенках СПН, сдвигу;

$z_n, z_s$  - расстояния от равнодействующей усилия сжатия в сечении до, соответственно, равнодействующих усилий растяжения в сечении настила и в гибкой арматуре, (см. рис.4.9 а);

$m_{an}$  - коэффициент условий работы анкеровки стержневой арматуры (при расстоянии рассматриваемого нормального сечения от конца стержня  $L-h$  (см. рис.4.9 б) равном или более длины зоны анкерования арматуры  $m_{an}=1$ , при меньшем расстоянии  $m_{an} = (L-h)/l_{an}$ ).

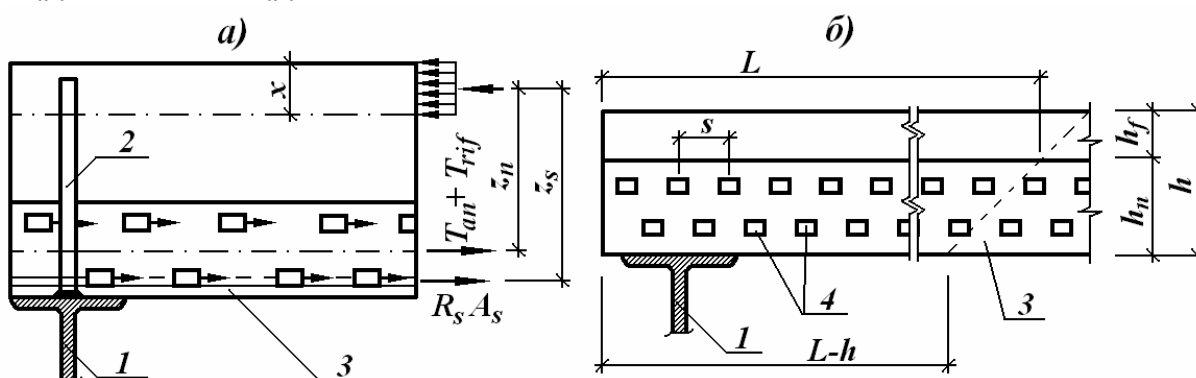


Рис.4.9. а – схема усилий при расчете по прочности анкеровки. б – расположение рифов на стенках СПН по его концам. 1 – прогон; 2 – анкер; 3 – СПН; 4 – выштампованные рифы.

Сопротивление анкеровки  $T_{an}$  принимается меньшим из трех значений.

$$1) \quad T_{an1} = k_1 \times k \times n_{an} \times A_{an} \times R_{sa}, \quad (4.19)$$

где:  $k_1$  - коэффициент, принимаемый при учете совместной работы плиты с балкой 0,8, без учета 1;

$k$  - коэффициент, определяемый по формуле

$$k = (4,75 \times \sqrt[3]{R_b}) / [(1 + 0,15 \times A_{an}) \times \sqrt{R_{sa}}]. \quad (4.20)$$

Здесь:  $n_{an}$  - число вертикальных стержневых анкеров в одном гофре на конце настила;

$A_{an}$  - площадь сечения одного вертикального стержневого анкера.

$$2) \quad T_{an2} = R_n \times l'_{an} \times t, \quad (4.21)$$

где  $l'_{an} \times t$  - площадь сечения настила, рассчитываемая на вырывание СПН вокруг анкеров и определяемая в соответствии с числом анкеров и их расположением по рис.4.10.

$$3) \quad T_{an3} = R_n \times (b + h_n) \times t \quad (4.22)$$

Сопротивление рифов  $T_{rif}$  устанавливается по формуле:

$$T_{rif} = 0,5 \times R_b \times A_{rif} \times n_{rif}, \quad (4.23)$$

где:  $A_{rif}$  - площадь смятия бетона по боковой поверхности одного рифа (для СПН марок Н80А-674-1,0 (0,9) равна  $0,5 \text{ см}^2$ );

$n_{rif} = L \times n'_{rif} / s'$  - число рифов на стенках одного гофра СПН;

$L$  - расстояние от рассматриваемого сечения до ближайшего конца (рис.4.9 б);

$n'_{rif} = 4$  - число рифов в одном сечении;

$s' = 5,9 \text{ см}$  - расстояние между осями рифов.

При наличии в ребрах плиты гибкой арматуры число вводимых в расчет рифов принимается по длине участка, уменьшенной на высоту сечения плиты.

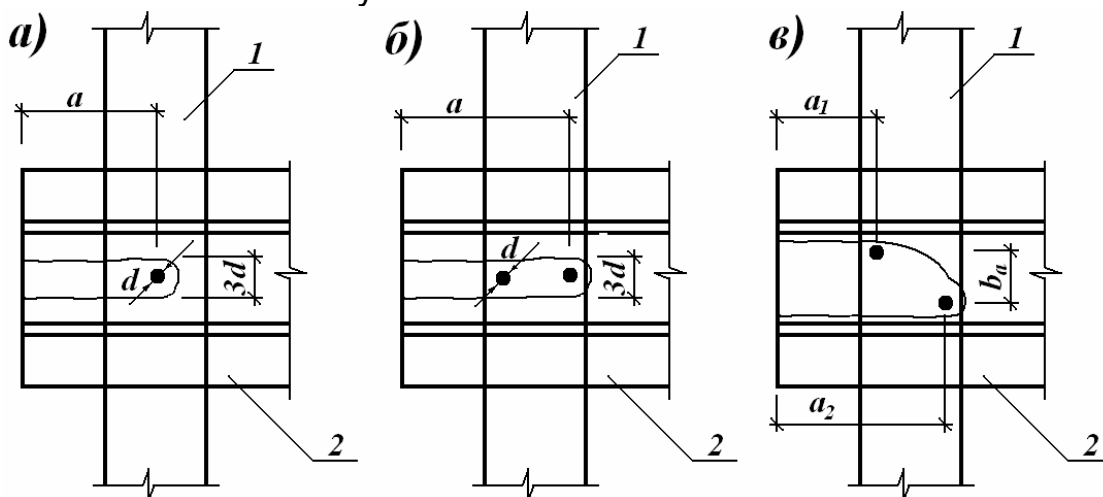


Рис.4.10. К определению  $l'_{an}$ . 1 – балка; 2 – настил;  $d$  - диаметр анкера (для случаев а и б  $l'_{an} = 2 \times a + 3 \times d$ ; для случая в  $l'_{an} = a_1 + a_2 + b_a + 3 \times d$ )

#### 4.2.4. Проверка прочности на смятие ребер плиты по плоскости опор.

Опорные концы ребер плиты рассчитывают на смятие (местное сжатие). При этом должно удовлетворяться условие:

$$N \leq 0,5 \times R_b \times A_{loc}, \quad (4.24)$$

где:  $N$  - опорная реакция на один гофр;

$A_{loc}$  - площадь смятия (местного сжатия) ( $A_{loc} = b \times a$ ,

$b$  - ширина ребра по низу таврового сечения плиты,

$a$  - длина площадки опирания, равная ширине пояса прогона).

#### 4.2.5. Расчет плиты по деформациям.

Прогиб плиты перекрытия определяют по формуле

$$f_m = f_{rc} + f_{add} \leq (1/150) \times l, \quad (4.25)$$

где:  $f_{rc}$  - прогиб железобетонной плиты перекрытия от действия нагрузок в стадии эксплуатации (без учета собственной массы);

$f_{add}$  - дополнительный прогиб железобетонной плиты перекрытия вследствие податливости анкерных связей.

Определение прогиба железобетонной плиты, армированной СПН, выполняется по формулам строительной механики. При наличии расчетной надпорной гибкой арматуры, создающей неразрезность перекрытия, определение прогиба следует выполнять как для неразрезной конструкции.

При отсутствии надпорной гибкой арматуры прогиб железобетонной плиты перекрытия от действия нагрузок определяется как для однопролетной свободно опирающейся конструкции по формуле

$$f_{rc} = (1/r) \times s \times l^2, \quad (4.26)$$

где:  $1/r$  - расчетная кривизна плиты на участке с наибольшим изгибающим моментом;

$s$  - коэффициент, зависящий от схемы загрузки (табл.4.2).

Таблица 4.2.

Схема приложения нагрузки	$s$
	$1/12$
	$[3 - (a/l)^2] / 24$
	$5/48$
	$1/8$

Кривизну, значение которой входит в формулы для расчета прогиба от нагрузки, вычисляют по формуле:

$$1/r = (M_{n,span} \times \varphi_{b2}) / (I_{red} \times E_b \times \varphi_{b1}), \quad (4.27)$$

где  $M_{n,span}$  - наибольший изгибающий положительный момент в пролете от нормативной нагрузки, при которой определяется прогиб, без учета собственной массы плиты, Н·м;

$I_{red}$  - момент инерции приведенного сечения плиты в пролете;

$\varphi_{b1}, \varphi_{b2}$  - коэффициенты, учитывающие влияние соответственно кратковременной и длительной ползучести бетона, принимаемые по СНиП [1].

Если при расчете прогиба учитываются кратковременные и длительные нагрузки, то расчетная кривизна принимается равной сумме кривизн, определяемых по формуле отдельно для изгиба нагрузками кратковременного и длительного действия:

$$1/r = 1/r_1 + 1/r_2.$$

(4.28)

Дополнительный прогиб железобетонной плиты рекомендуется определять как для однопролетной балки с моментами на опорах по формуле аналогичной (4.26), принимая коэффициент  $s = 1/8$ . При этом кривизну  $1/r_{add}$ , обусловленную податливостью анкерных связей, по которой определяется дополнительный прогиб плиты, вычисляют по формуле

$$1/r_{add} = k' \times \Delta / (0,75 \times l \times h_0),$$

(4.29)

где:  $k' = 2$  - для однопролетных плит;  $k' = 1,5$  - для крайних и  $k' = 1,0$  средних пролетов неразрезных плит;

$\Delta$  - сдвиг настила относительно бетона

$$\Delta = (M_{n,span} \times A_n) / [\varepsilon_a \times (h_0 - 0,5 \times x) \times (A_n + A_s)], \quad (4.30)$$

здесь  $\varepsilon_a$  - коэффициент жесткости анкера

$$\varepsilon_a = 0,15 \times n_{an} \times d \times E_b, \quad (4.31)$$

$n_{an}$  - число вертикальных анкерных стержней в одном гофре на рассматриваемой опоре.

Момент инерции приведенного сечения плиты в пролете следует определять относительно его центра тяжести, принимая коэффициенты приведения площади сечения арматуры к площади бетона  $\alpha_n$  и  $\alpha_s$  равными отношениям модулей упругости:

$$\alpha_n = E_n / E_b; \quad (4.32) \quad \alpha_s = E_s / E_b. \quad (4.33)$$

При расчете момента инерции приведенного сечения плиты площадь растянутого бетона исключают, полагая возможность образования в нем трещин.

Положение центра тяжести приведенного сечения плиты, занимаемое относительно крайней сжатой грани бетона  $x$ , можно определять по следующим формулам:

а) если нейтральная линия, на которой находится центр тяжести приведенного сечения, не пересекает ребра плиты, то

$$x = -(\sum A_{red} / b_f) + \sqrt{(\sum A_{red} / b_f)^2 + (2 \times S_{red} / b_f)}, \quad (4.34)$$

где  $\sum A_{red}$  - сумма приведенных площадей сечения арматуры,  $\text{см}^2$ ;  
 $S_{red}$  - статический момент площади  $A_{red}$  относительно крайней сжатой грани сечения плиты,  $\text{см}^3$ ;

б) если нейтральная линия пересекает ребро плиты, то

$$x = -(\sum A'_{red} / b_f) + \sqrt{(\sum A'_{red} / b)^2 + (2 \times S'_{red} / b)}, \quad (4.35)$$

где  $\sum A'_{red}$  - сумма приведенных площадей сечения арматуры и площади свесов таврового сечения бетона плиты,  $\text{см}^2$ ;

$S'_{red}$  - статический момент площади  $A'_{red}$  относительно крайней сжатой грани сечения плиты,  $\text{см}^3$ ;

в) если нейтральная линия совпадает с нижней гранью полки плиты, то  $x = h_f$ .

Сумму приведенных площадей сечения  $A_{red}$  и  $A'_{red}$  вычисляют по формулам:

$$\sum A_{red} = A_n \times \alpha_n + A_s \times \alpha_s + A'_s \times \alpha_s; \quad (4.36)$$

$$\sum A'_{red} = A_n \times \alpha_n + A_s \times \alpha_s + A'_s \times \alpha_s + A'_b, \quad (4.37)$$

где  $A'_b$  - площадь свесов бетона таврового сечения,  $\text{см}$ ;

$\alpha_n, \alpha_s$  - рассчитывают по формулам (4.32) и (4.33).

## 5. РАСЧЕТ КОМБИНИРОВАННОЙ БАЛКИ

Расчет комбинированных балок, как и плиты, выполняют для двух стадий работы: возведения и эксплуатации.

### 5.1. Расчет комбинированной балки в стадии возведения.

В стадии возведения (до набора бетоном плиты кубиковой прочности 10 МПа) стальной прогон рассчитывают в соответствии с требованиями СНиП [3] на нагрузки согласно указаниям главы СНиП [4]. Проверяют нормальные, касательные напряжения и прогибы. При этом расчетное сопротивление стали принимают с коэффициентом условий работы 0,9.

## 5.2. Расчет комбинированной балки в стадии эксплуатации.

Схема усилий, возникающих при совместной работе, элементов комбинированной балки представлена на рис.5.1.

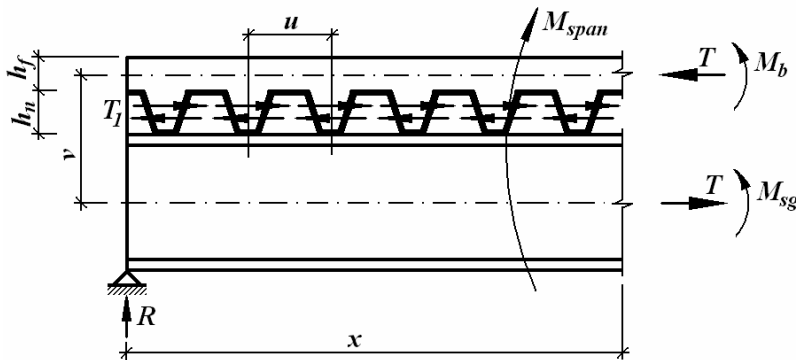


Рис.5.1. Схема усилий в комбинированной балке.  
1 - бетонная полка плиты; 2 - анкер; 3 - стальной прогон.

Продольные усилия растяжения в прогоне и сжатия в полке плиты по нормальным сечениям комбинированной балки принимаются равными усилию сдвига по их связям:

$$T = v \times M_{span} \times k_t / [\gamma \times (E_{sg} \times I_{sg} + E_b \times I_{rs})], \quad (5.1)$$

где  $v$  - расстояние между центрами тяжести прогона и полки плиты, **см**;

$k_t$  - коэффициент, учитывающий влияние вида нагрузки и податливости связей прогона с плитой, который определяется по табл.5.1 в зависимости от жесткости плиты;

$\gamma$  - величина, получаемая по формуле:

$$\gamma = 1 / (E_{sg} \times A_{sg}) + 1 / (E_b \times A_{rs}) + v^2 / (E_{sg} \times I_{sg} + E_b \times I_{rs}). \quad (5.2)$$

Значение коэффициента  $k_t$  в (5.1) определяют по табл.5.1 в зависимости от величины  $\lambda$ , которую находят по формуле:

$$\lambda = \sqrt{\varepsilon_w \times \gamma}. \quad (5.3)$$

Здесь  $\varepsilon_w = (\varepsilon_{an} \times n_{an}) / u$ ;  $\varepsilon_{an} = k_a \times d \times E_b$ ,

где  $\varepsilon_w$  - погонный коэффициент жесткости;

$\varepsilon_{an}$  - коэффициент жесткости вертикального анкера на сдвиг;

$n_{an}$  - число стержневых анкеров в одном гофре настила;

$u$  - шаг между осями гофров настила, **см**;

$k_a$  - коэффициент условий работы, принимаемый равным 0,13 при ориентации настила широкими полками вниз.

Изгибающие моменты в прогоне  $M_{sg}$  и в полке плиты  $M_b$  находят по формулам:

$$M_{sg} = [(M - T \times v) \times E_{sg} \times I_{sg}] / (E_{sg} \times I_{sg} + E_b \times I_{rs}); \quad (5.4)$$

$$M_b = [(M - T \times v) \times E_b \times I_{rs}] / (E_{sg} \times I_{sg} + E_b \times I_{rs}). \quad (5.5)$$

Расчет прочности комбинированной балки в стадии эксплуатации рекомендуется выполнять:

а) для прогона, входящего в состав комбинированной балки, - как стальной конструкции в соответствии с указаниями главы СНиП [3] на воздействие изгибающего момента  $M_{sg}$  и продольной силы растяжения  $T$  (рис.5.1).

б) для полки плиты перекрытия как бетонной или железобетонной конструкции - на внецентренное сжатие по нормальному сечению в соответствии со СНиП [1] от воздействия изгибающего момента  $M_b$  и продольной силы растяжения  $T$ . Ширину полки плиты  $b_b$ , вводимую в расчет прочности нормальных сечений комбинированной балки, определяют в соответствии с указаниями СНиП [1]. В зоне отверстий в плите ширина ее полки уменьшается на величину подрезки отверстием. Ослабление плиты подрезкой можно компенсировать установкой арматуры вдоль пролета комбинированной балки, включаемой в работу полки плиты на сжатие.

в) для соединения плиты с прогоном (анкерные связи). Прочность соединения прогона с плитой обеспечивается при соблюдении условия:

$$T_l \leq T_{an}, \quad (5.6)$$

$T_l$  - сдвигающее усилие, приходящееся на наиболее напряженную анкерную связь прогона с плитой (крайнее от опоры ребро плиты), **H**;

$T_{an}$  - прочность анкерной связи, **H**.

Сдвигающее усилие  $T_l$  вычисляют по формуле:

$$T_l = v \times R \times u \times k_\tau / [\gamma \times (E_{sg} \times I_{sg} + E_b \times I_{rs})], \quad (5.7)$$

где  $R$  - опорная реакция комбинированной балки, **H**;

$k_\tau$  - коэффициент, определяемый по табл.5.1.

Таблица 5.1.

$\lambda \times l$	Тип нагрузки						
	$k_t$ при $x = l/2$	$k_\tau$	$k_t$ при $x = l/2$	$k_t$ при $x = l/2$	$k_\tau$	$k_t$ при $x = l/2$	$k_\tau$
1	0,112	0,08	0,094	0,098	0,10	0,072	0,11
2	0,294	0,24	0,262	0,300	0,32	0,259	0,35
3	0,489	0,40	0,439	0,502	0,52	0,399	0,57
4	0,639	0,52	0,568	0,650	0,67	0,520	0,73
5	0,732	0,61	0,657	0,751	0,78	0,608	0,84



6	0,800	0,67	0,720	0,816	0,85	0,667	0,90
7	0,847	0,71	0,765	0,867	0,89	0,714	0,94
8	0,880	0,75	0,800	0,897	0,93	0,750	0,96
9	0,903	0,78	0,825	0,926	0,95	0,778	0,98
10	0,921	0,80	0,845	0,941	0,96	0,800	0,99
11	0,935	0,82	0,860	0,954	0,97	0,818	0,99
12	0,944	0,83	0,872	0,966	0,98	0,833	1,00
13	0,953	0,85	0,883	0,974	0,99	0,846	1,00
14	0,959	0,86	0,892	0,979	0,99	0,857	1,00
15	0,964	0,87	0,900	0,984	0,99	0,869	1,00
18	0,976	0,89	0,916	0,992	1,00	0,889	1,00
20	0,980	0,90	0,925	0,995	1,00	0,900	1,00

Прочность анкерной связи  $T_{an}$  выбирают меньшей из трех условий возможного исчерпания её несущей способности:

1) по прочности вертикальных стержневых анкеров:

$$T'_{an} = m_p \times k_p \times R_{sa} \times A_{an} \times n_{an}, \quad (5.8)$$

где  $m_p$  - коэффициент условий работы ( $m_p = 1$  - для прогонов, над которыми настил непрерывный и при наличии надпорной гибкой арматуры;  $m_p = 0,8$  - для прогонов настила при отсутствии расчетной надпорной арматуры в плите);

$n_{an}$  - число стержневых анкеров в одном гофре СПН;

$k_p$  - коэффициент, определяемый по формуле:

$$k_p = 4,75 \times \sqrt[3]{R_b} \times \sqrt[4]{0,5 \times (b + b') / h_n} / \sqrt{(1 + 0,3 \times A_{an}) \times (0,1 \times n_{an} + 0,9) \times \sqrt{R_{sa}}}; \quad (5.9)$$

2) по выкалыванию бетона вокруг анкерных стержней:

$$T_b = 1,7 \times R_{bt} \times A_c, \quad (5.10)$$

где  $A_c$  - площадь проекции тела выкалывания бетона на горизонтальную плоскость,  $см^2$ :

$$A_c = b' \times (a_0 + 2 \times h_a) - h_n \times (b' - b) \text{ (рис.5.2).}$$

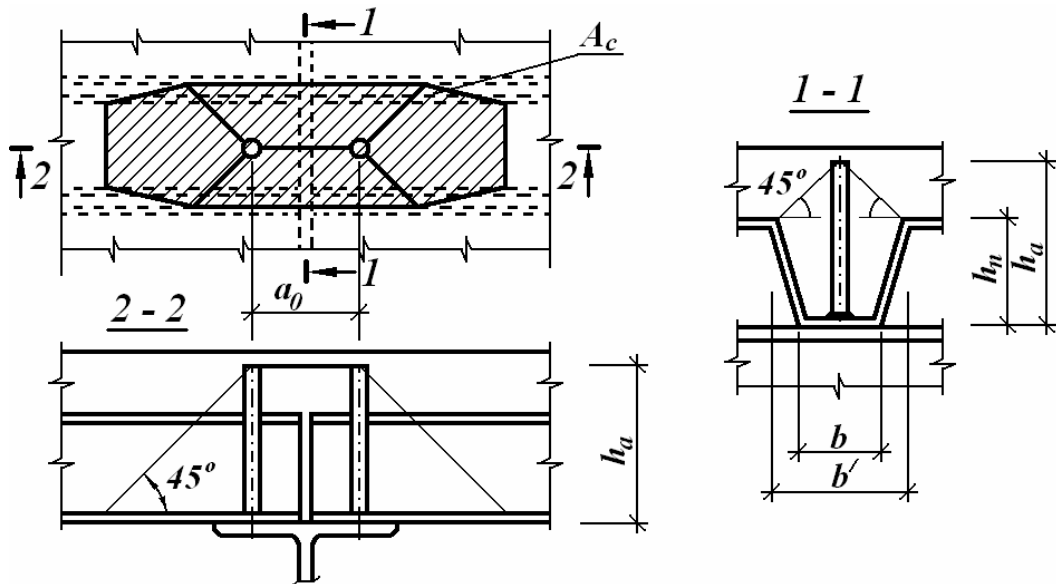


Рис.5.2. К определению площади проекции тела выкалывания бетона на горизонтальную плоскость  $A_c$ .

3) по срезу бетона анкерными стержнями вдоль прогона:

$$T_{bl} = R_{bt} \times A'_c \times n, \quad (5.11)$$

где  $A'_c$  - площадь сечения плиты по ширине одного гофра СПН,  $\text{см}^2$ ;

$n$  - число плоскостей среза для одного ряда ( $n = 1$ ), для двух и более рядов анкеров ( $n = 2$ ).

Если условие (5.6) не соблюдается, то следует либо увеличивать диаметр анкерных стержней и их число, либо поставить упоры.

Если при проектировании комбинированных балок приняты условия:

- 1) стальные прогоны выполняются из прокатных профилей;
- 2) СПН ориентирован широкими полками вниз;
- 3) анкерные стержни диаметром не более 14 мм;
- 4) усилие сдвига на одну анкерную связь  $T_I$  и ее прочность  $T_{an}$

различаются не более чем на 20%, то прочность нормальных сечений комбинированных балок допускается вычислять по формулам, приведенным ниже, в зависимости от соотношения величин несущей способности:

а) стального прогона на растяжение:

$$N_{sg} = R_{sg} \times A_{sg}; \quad (5.12)$$

б) бетонной полки плиты на сжатие:

$$N_b = R_b \times b_b \times h_f; \quad (5.13)$$

в) связей прогона с плитой на участке сдвига от опоры до расчетного сечения

$$T' = T \times (T_{an} / T_1). \quad (5.14)$$

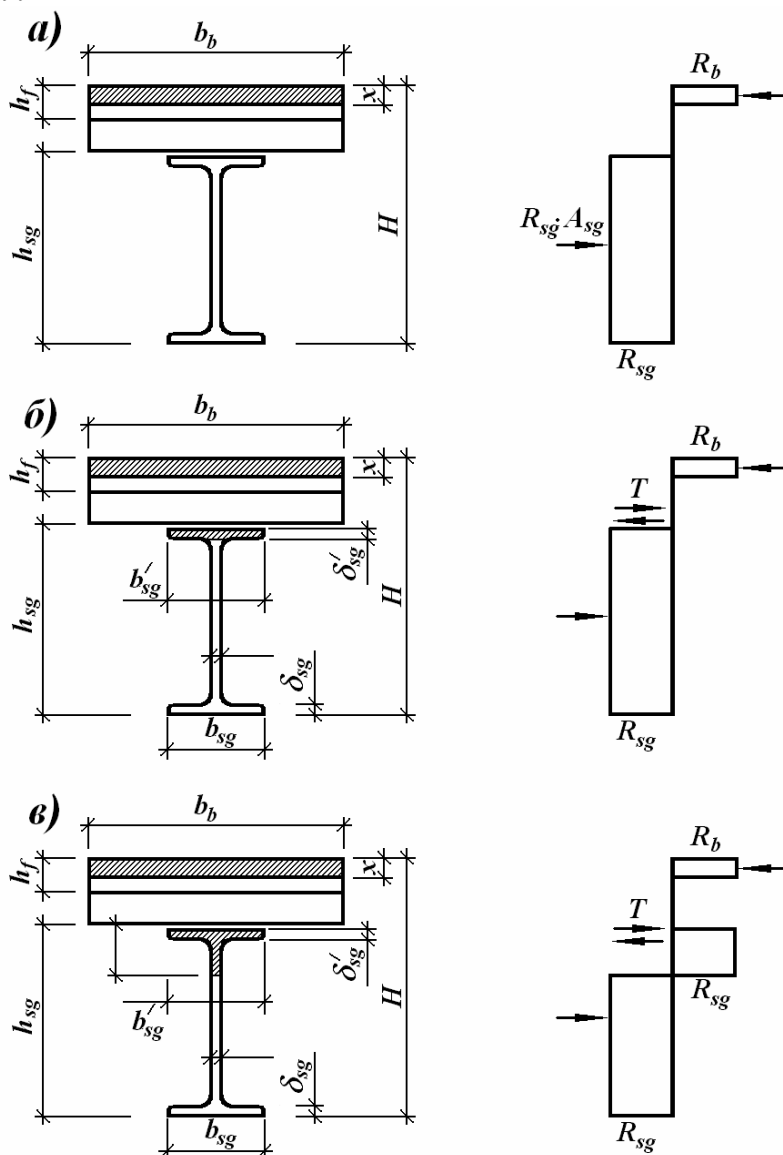


Рис.5.3. Расчетные сечения и схемы усилий для расчета нормальных сечений в пролете комбинированных балок.  
*a* - для случая 1; *б* - для случая 2а; *в* - для случая 2б.

**Случай 1.** Наименьшей величиной является  $N_{sg}$ . Граница сжатой зоны сечения комбинированной балки проходит в полке плиты (рис.5.3 а). Высоту сжатой зоны определяют по формуле:

$$x = N_{sg} / (R_b \times b_b). \quad (5.15)$$

В этом случае прочность сечения обеспечивается при соблюдении условия:

$$M_{span} \leq R_b \times b_b \times x \times (H - 0,5 \times h_{sg} - 0,5 \times x). \quad (5.16)$$

**Случай 2.** Наименьшей величиной является  $N_b$  или  $T'$ . Граница сжатой сечения комбинированной балки проходит в прогоне. При этом, если  $N_b \leq T'$ , то полка плиты полностью сжата. При  $N_b > T'$  полка плиты сжата частично на высоту от верхней грани, определяемую по формуле:

$$x = N / (R_b \times b_b) \quad (5.17)$$

Если же при этом удовлетворяется условие:

$$N \geq R_{sg} \times (A_{sg} - 2 \times A'_{sg}), \quad (5.18)$$

где  $N$  - меньшая величина из  $N_b$  и  $T'$ ;

$A'_{sg}$  - площадь верхней полки прогона,  $см^2$ ,

то граница сжатой зоны прогона располагается в его верхней полке (рис.5.3 б). Верхняя полка в расчете не учитывается.

Прочность комбинированной балки по нормальному сечению обеспечивается при соблюдении условия:

$$M_{span} \leq N \times (H - h_{sg} + \delta'_{sg} / 2 - x / 2) + R_{sg} \times b_{sg} \times \delta_{sg} \times (h_{sg} + \delta_{sg} / 2 - \delta'_{sg} / 2) + R_{sg} \times \delta \times (h_{sg} + \delta'_{sg} - \delta_{sg}) \times [(h_{sg} + \delta'_{sg}) / 2] \quad (5.19)$$

Если  $N < R_{sg} \times (A_{sg} - 2 \times A'_{sg})$ , то граница сжатой зоны прогона пересекает его стенку (рис.5.3 в).

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

$$a = [A_{sg} - (N / R_{sg}) - 2 \times \delta'_{sg} \times (b'_{sg} - \delta)] / (2 \times \delta). \quad (5.20)$$

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

$$M_{span} \leq N \times (H - h_{sg} + a - x / 2) + R_{sg} \times \{ b_{sg} \times \delta_{sg} \times (h_{sg} - a - \delta_{sg} / 2) + b'_{sg} \times \delta'_{sg} \times (a - \delta'_{sg} / 2) \} + [\delta \times (h_{sg} - \delta'_{sg} - \delta_{sg}) \times (h_{sg} + \delta'_{sg} - \delta_{sg} - 2 \times a)] / 2 \quad (5.21)$$

У крайнего гофра стального профилированного настила комбинированной балки следует устанавливать гнутую арматурную сетку (рис.5.4) с рабочими стержнями вдоль прогона  $\emptyset 8 \div 10$  А-III через 100 мм по длине пролета плиты.

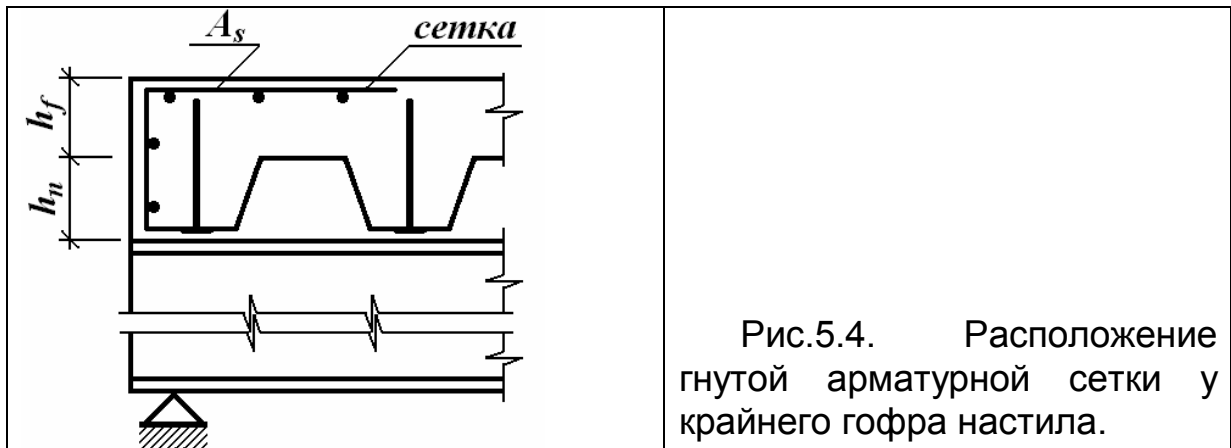


Рис.5.4. Расположение гнутой арматурной сетки у крайнего гофра настила.

Прочность комбинированных балок рассчитывают по их сечениям с максимальным изгибающим моментом, в месте приложения сосредоточенных сил и в четверти пролета.

Расчет опорных сечений стальных прогонов на действие поперечной силы выполняют как и для стальных балок, но без учета железобетонной плиты. Его можно не проводить при соблюдении условия:

$$Q \leq 0,8 \times h_{sg} \times \delta \times R_{sg}. \quad (5.22)$$

Деформацию (прогибы, углы поворота) комбинированных балок вычисляют по формулам строительной механики.

Прогиб комбинированной балки рассчитывают по формуле:

$$f_{mc} = f_{rc} + f_{sg}, \quad (5.23)$$

где  $f_{rc}$  - прогиб комбинированной балки в стадии эксплуатации без учета собственной массы перекрытия, **см**;

$f_{sg}$  - прогиб стального прогона от действия собственной массы перекрытия, **см**.

Полную величину кривизны изгибаемых элементов находят по формуле:

$$1/r_{rc} = 1/r_f + 1/r_a, \quad (5.24)$$

где  $1/r_f$  - кривизна без учета податливости анкерных связей ( $1/r_f = 1/r_1 + 1/r_2$ );

$1/r_a$  - кривизна, обусловленная податливостью анкерных связей.

Кривизна от кратковременных нагрузок и от длительного действия постоянных и длительных нагрузок  $1/r_1$  и  $1/r_2$  определяется по формуле:

$$1/r = (M_{n,span} \times \varphi_{b2}) / (I_{red} \times E_b \times \varphi_{b1}), \quad (5.25)$$

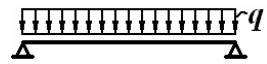
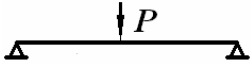
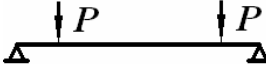
где  $\varphi_{b1}$  и  $\varphi_{b2}$  - коэффициенты, принимаемые по СНиП [1].

В расчет  $I_{red}$  вводят сечение бетона  $b_b \times h_f$  и сечение прогона, умноженное на  $\alpha = E_{sg} / E_b$ .

Кривизну, обусловленную податливостью анкерных связей, вычисляют по формуле:

$$1/r_a = k_f \times (1/r_f) \times \{ [\varphi_{b1} \times E_b \times I_{red} / (\varphi_{b1} \times E_b \times I_{rs} + \varphi_{b2} \times E_{sg} \times I_{sg})] - 1 \} \quad (5.26)$$

Значения коэффициента  $k_f$  в зависимости от характеристики жесткости  $\lambda \times l$  и вида загрузки приведены в табл.5.2

$\lambda \times l$			
0	1,000	1,000	1,000
2	0,710	0,715	0,704
4	0,381	0,390	0,380
6	0,213	0,222	0,215
8	0,132	0,141	0,133
12	0,062	0,069	0,063
16	0,038	0,042	0,035
20	0,024	0,027	0,025

#### Литература.

1. СНиП 2.03.01-84. Бетонные и железобетонные конструкции. М., 1996 г.
2. СНиП II-23-81\*. Стальные конструкции. М., 1990 г.
3. СНиП III-15-76 "Бетонные и железобетонные конструкции монолитные".
4. Металлические конструкции. Под редакцией Е.И. Беленя. М, 1986 г.
5. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия.

## РАСЧЕТ КОМБИНИРОВАННОГО ПЕРЕКРЫТИЯ

Методические указания к курсовому проекту  
«Многоэтажное общественное здание»  
для студентов 5-ого курса специальности  
270102, 270101 и дипломников.

Составители: М.Т. Сибгатуллин, О.И. Ефимов

Редактор: В.В. Попова

Корректор: М.А. Рожавина

Рецензент: дтн, профессор Кузнецов И.Л.

Редакционно-издательский отдел КГАСУ

Подписано в печать

Формат 60x84/16

Заказ

Тираж 100

Уч. изд. л.3,0

Бумага тип №1

Печать RISO

Усл. печ. л. 3,0

Печатно-множительный отдел ФГОУ ВПО Казанский  
государственный архитектурно-строительный университет

Лицензия ПД № 0229 от 26.12.2000г.

420043, Казань, Зеленая 1.