

**МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ**

**КАЗАНСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ АРХИТЕКТУРНО-СТРОИТЕЛЬНЫЙ
УНИВЕРСИТЕТ**

Кафедра «Мосты, транспортные тоннели и геодезии»

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ

**«Проектирование железобетонных конструкций инженерных сооружений
из обычного ненапряженного железобетона».**

к практическим занятиям по курсу

«Инженерные сооружения в транспортном строительстве»

для студентов по направлению подготовки 270800.62 «Строительство»,

профиль «Автомобильные дороги»

**Часть 2. Расчеты железобетонных изгибаемых элементов по предельным
состояниям второй группы.**

Казань 2015

УДК 624.21.09

ББК 38я73

М14

М14 Методические указания «Проектирование железобетонных конструкций инженерных сооружений из обычного ненапряженного железобетона» к практическим занятиям по курсу «Инженерные сооружения в транспортном строительстве» для студентов по направлению подготовки 270800.62 «Строительство», профиль «Автомобильные дороги». Часть 2. Расчеты железобетонных изгибаемых элементов по предельным состояниям второй группы.

/ Сост. Г.П. Иванов, О.К.Петропавловских – Казань: Изд-во Казанск. гос. архитек.-строит. ун-та, 2015.- 32 с.

Печатается по решению Редакционно-издательского совета Казанского государственного архитектурно-строительного университета.

В настоящих методических указаниях рассматриваются вопросы по проверке железобетонных конструкций к их пригодности к нормальной эксплуатации. Рассматриваются вопросы расчета железобетонных изгибаемых элементов и конструкций по предельным состояниям второй группы. Методические указания содержат исходные данные по вариантам и рекомендации по расчету железобетонных элементов и конструкций по образованию и раскрытию трещин а также по деформациям (прогибам).

Методические указания предназначены для использования в учебном процессе для подготовки бакалавров.

Табл. 5, рис. 4, библиогр. 4 наименов.

Рецензент: Начальник отдела АСО ООО «Акведук» **В.В. Станкевич**

УДК 624.21.09

ББК 38я

© Казанский государственный
архитектурно-строительный
университет, 2015 г.

© Иванов Г.П., Петропавловских О.К. 2015

СОДЕРЖАНИЕ

	Стр.
Занятие №6. Расчет элементов прямоугольного профиля по образованию нормальных трещин.....	4
Занятие №7. Расчет ширины раскрытия нормальных трещин по методикам СП 35-13330-2011 и СП 52-101-2003.....	10
Занятие № 8. Расчет ширины раскрытия наклонных трещин по методике СНиП 2.03.01-84*.....	17
Занятие № 9. Расчет железобетонных изгибаемых элементов по деформациям (прогибам) при наличии трещин в растянутой зоне	21
Литература.....	28
Приложение 1. Расчетные сопротивления бетона.....	29
Приложение 2. Нормативные и расчетные сопротивления арматуры.....	29
Приложение 3. Модули упругости бетона и арматуры.....	30
Приложение 4. Сортамент арматурной стали.....	31

Занятие №6. Расчет элементов прямоугольного профиля по образованию нормальных трещин.

Цель расчета – проверить трещиностойкость по образованию нормальных трещин в железобетонной балке прямоугольного сечения без предварительного напряжения арматуры.

Контрольные вопросы для самопроверки знаний:

1. Какие элементы называются трещиностойкими?

а) Изгибаемые элементы, в которых напряжения в арматуре не достигают расчетного сопротивления R_s ;

б) Изгибаемые элементы, в которых напряжения в арматуре не достигают значений: $0.5 R_s$;

г) в зависимости от категории трещиностойкости конструкции не допускают или допускают ограниченное по ширине раскрытие трещин.

д) Железобетонные конструкции и ее отдельные элементы, которые не допускают образования трещин при действии расчетных нагрузок;

г) Железобетонные конструкции и ее отдельные элементы, которые не допускают образования трещин при действии нормативных нагрузок;

б) Изгибаемыми называются элементы, в которых в поперечных сечениях при действии внешних нагрузок возникают изгибающие моменты и поперечные силы.

в) Изгибаемыми называются элементы, в которых возникают изгибающие моменты при действии равномерно распределенных нагрузок и сосредоточенных сил.

2. Какие категории трещиностойкости ЖБК Вы знаете?

3. Опишите третью категорию трещиностойкости ЖБК?

4. Какие характеристики бетона и арматуры учитываются при расчете изгибаемых элементов по образованию нормальных трещин?

5. С какой целью ограничивается ширина раскрытия трещин в ЖБК?
6. Каково влияние продольной растянутой арматуры классов А400 и ниже на образование нормальных трещин?
7. Каково влияние продольной растянутой арматуры классов А500 и выше на образование нормальных трещин?
8. Как влияют геометрические параметры поперечного сечения элемента на образование трещин?
9. В каких случаях назначается класс бетона по прочности на растяжение для железобетонных конструкций?

Изгибаемыми называются элементы, в которых в поперечном сечении при действии внешней нагрузки возникают изгибающие моменты и поперечные силы в зависимости от расчетной схемы приложения нагрузки и граничных условий закрепления элемента. На рис. 1 приведен пример расчетной схемы разрушения изгибаемого однопролетного элемента, загруженного равномерно распределенной нагрузкой с двумя возможными схемами образования нормальных и наклонных трещин.

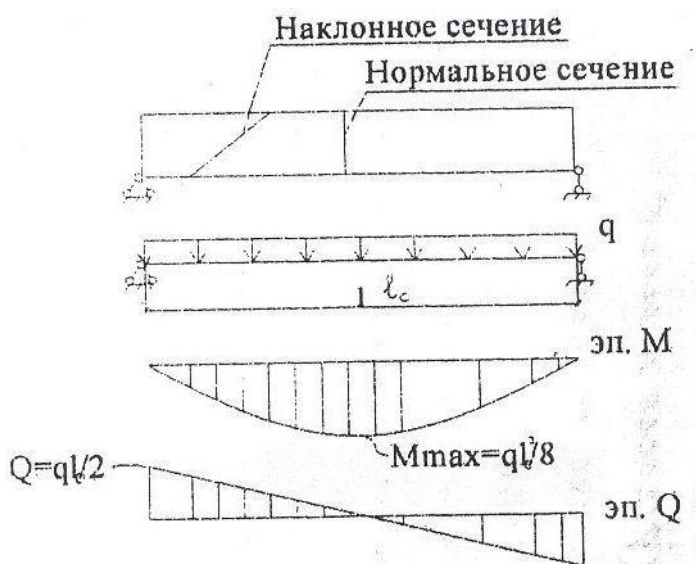


Рис. 1. Схемы разрушения изгибаемого элемента.

Ниже приведены основные расчетные формулы и порядок расчета по образованию нормальных трещин в изгибаемом железобетонном элементе согласно методики СНиП 2.05.03-84* / 1 /.

Условие трещиностойкости нормального сечения изгибаемого железобетонного элемента без предварительного напряжения бетона записывается в виде:

$$M^H < 0.85 \cdot R_{bt.ser} \cdot W_{pl}, \quad (1)$$

где: M^H – изгибающий момент от действия нормативных нагрузок;

$R_{bt.ser}$ – нормативное сопротивление бетона на растяжение, принимаемое согласно табл. 23 / Н/см² / 1 /;

W_{pl} – упругопластический момент сопротивления сечения в / см³ /;

$$W_{pl} = W_{red} \cdot \gamma, \quad (2)$$

где: W_{red} – момент сопротивления сечения в / см³ /;

γ – коэффициент, учитывающий упругопластические свойства деформирования бетона, принимаемый равным: 1.75 – для элементов прямоугольного профиля и таврового профиля с полкой в сжатой зоне; 1.5 – для элементов коробчатого сечения.

Геометрические характеристики сечения балки:

- площадь приведенного сечения:

$$A_{red} = b h + \alpha A_s; \quad (3)$$

$$\alpha = E_s / E_b \quad (4)$$

α - коэффициент приведения площади арматуры к площади бетона;

E_s и E_b – соответственно модули упругости арматуры и бетона в / МПа/, согласно табл. 28 и табл. 34 / 1 /;

A_s – площадь растянутой арматуры в / см² /;

- статический момент сечения относительно нижней грани сечения балки:

$$S_{\text{red}} = b h^2/2 + \alpha A_s \cdot a_s; \quad (5)$$

a_s – расстояние от нижней растянутой грани до центра тяжести растянутой арматуры;

- расстояние от низа и верха балки до центра тяжести приведенного сечения:

$$y_{\text{н}} = S_{\text{red}} / A_{\text{red}}; \quad y_{\text{в}} = h - y_{\text{н}} \quad (6)$$

- момент инерции приведенного сечения относительно оси, проходящей через центр тяжести сечения:

$$J_{\text{red}} = b h^3/12 + b h(h/2 - y_{\text{н}})^2 + \alpha A_s(y_{\text{н}} - a_s)^2 \quad (7)$$

- Упругий момент сопротивления сечения:

$$W_{\text{red}} = J_{\text{red}} / y_{\text{н}}. \quad (8)$$

Последовательность практического расчета по образованию нормальных трещин на примере железобетонной балки прямоугольного сечения с одиночной арматурой.

Необходимо проверить возможность образования нормальных трещин в балке (плите) прямоугольного сечения при заданных исходных данных согласно занятию №1.

1. По формуле (4) определяется коэффициент приведения площади арматуры к бетону.

2. По формуле (3) определяется площадь приведенного сечения.

3. По формуле (5) определяется статический момент сопротивления приведенного сечения.

4. По формуле (6) определяются координаты центра тяжести сечения.

5. По формуле (7) определяется момент инерции приведенного сечения.

6. По формуле (8) определяется упругий момент сопротивления приведенного сечения.

7. По формуле (2) определяется упругопластический момент сопротивления приведенного сечения.

8. Определяется момент, воспринимаемый сечением при образовании нормальных трещин:

$$M_{crc} = 0.85 R_{bt.ser} * W_{pl} , \quad (9)$$

9. Выполнить сравнение (1): $M^H < M_{crc}$,

а) если условие (1) выполняется, то образование нормальных трещин не происходит;

б) если условие (1) не выполняется, то происходит образование нормальных трещин и конструкция относится к 3-ей категории трещиностойкости и необходимо определить ширину раскрытия трещин; в противном случае необходимо изменить исходные данные в сторону увеличения жесткости и повторить расчеты до выполнения условия трещиностойкости.

Пример расчета №6. Необходимо проверить возможность образования нормальных трещин в балке прямоугольного сечения при следующих исходных данных.

Дано: Балка прямоугольного сечения с размерами 25x50 см (bхh) запроектирована из тяжелого бетона класса B25, $R_{bt.ser} = 1.6$ МПа, $E_b = 30000$ МПа. Продольная арматура класса A400, $A_s = 22.14 \text{ см}^2$, $E_s = 196000$ МПа. Величина изгибающего момента от нормативных нагрузок $M = 245 / 1.2 = 204.2$ кН*м.

1. Определяем коэффициент приведения площади арматуры к бетону:

$$\alpha = E_s / E_b = 196000 / 30000 = 6.53.$$

2. Определяем площадь приведенного сечения:

$$A_{red} = b h + \alpha A_s = 25 \times 50 + 6.53 \times 22.14 = 1394.6 \text{ см}^2;$$

3. Определяем статический момент сопротивления сечения:

$$S_{\text{red}} = b h^2/2 + \alpha A_s \cdot a_s = 25 \times 2500/2 + 6.53 \times 22.14 \times 4.3 = 31871.67 \text{ см}^3.$$

4. Определяем координаты центра тяжести приведенного сечения:

$$y_H = S_{\text{red}} / A_{\text{red}} = 31871.67/1394.6 = 22.85 \text{ см.}$$

5. Определяем момент инерции приведенного сечения относительно оси, проходящей через центр тяжести:

$$\begin{aligned} J_{\text{red}} &= b h^3/12 + b h(h/2 - y_H)^2 + \alpha A_s(y_H - a_s)^2 = \\ &= 25 \times 125000/12 + 25 \times 50(25 - 22.85)^2 + 6.53 \times 22.14(22.85 - 4.3)^2 = \\ &= 315943 \text{ см}^4. \end{aligned}$$

6. Определяем упругий момент сопротивления приведенного сечения:

$$W_{\text{red}} = J_{\text{red}} / y_H = 315943/22.85 = 13827 \text{ см}^3.$$

7. Определяем упругопластический момент сопротивления сечения:

$$W_{\text{pl}} = W_{\text{red}} \cdot \gamma = 1.75 \times 13827 = 24197 \text{ см}^3.$$

4. Определяем момент, воспринимаемый сечением при образовании нормальных трещин:

$$M_{\text{crc}} = 0.85 \cdot R_{\text{bt.ser}} \cdot W_{\text{pl}} = 0.85 \times 1.6(100) \times 24197 = 32.91 \text{ кН*м},$$

что значительно меньше изгибающего момента от действия полных нормативных нагрузок: $M = 204.2 \text{ кН*м}$.

Условие (1) не выполняется. Конструкция балки относится к третьей категории трещиностойкости в виду образования нормальных трещин. Необходимо выполнить расчет по ширине раскрытия нормальных трещин.

Таблица 1

Варианты заданий по занятию №1

№№	b, см	h, см	Класс бетона	Класс арматуры	Изг.момент кН*м/1.2
1	25	50	B25	A300	212.5
2	30	65	B30	A400	230.7
3	20	50	B20	A300	125.6
4	25	60	B25	A400	235.9
5	25	45	B20	A300	118.3

6	20	45	B20	A400	54.2
7	25	50	B25	A300	126.6
8	30	60	B25	A400	263.7
9	20	55	B30	A300	232.5
10	30	55	B30	A300	265.7
11	30	65	B25	A300	308.5
12	25	55	B30	A400	178.2
13	30	65	B25	A300	301.5
14	25	50	B30	A400	199.5
15	20	45	B20	A300	61.5
16	25	60	B25	A400	232.7
17	25	55	B30	A300	108.6
18	100	19	B25	A300	23.8
19	100	18	B20	A400	21.5
20	20	45	B30	A300	65.5
21	30	65	B25	A400	301.3
22	100	19	B25	A300	29.9
23	100	20	B20	A400	34.3
24	25	50	B30	A300	145.8
25	30	65	B30	A400	350.6
26	25	60	B25	A300	232.3
27	100	19	B30	A300	31.4
28	30	60	B25	A400	280.1
29	20	45	B25	A300	60.4
30	25	55	B25	A400	105.3

Занятие №7. Расчет ширины раскрытия нормальных трещин по методике СП 35-13330-2011.

Цель расчета – определить ширину раскрытия нормальных трещин в железобетонной балке (плите) прямоугольного профиля без предварительного напряжения арматуры.

Контрольные вопросы для самопроверки знаний:

1. С какой целью определяется ширина раскрытия трещин?
 - а) с целью экономии бетона;
 - б) с целью экономии арматуры;

- в) с целью обеспечения долговечности эксплуатации конструкции;
- г) с целью увеличения несущей способности конструкции.

2. Как влияют геометрические параметры сечения элемента на ширину раскрытия трещин?

- а) не влияют;
- б) влияют не значительно;
- в) влияет высота сечения элемента;
- г) влияет ширина сечения элемента.

3. Какие характеристики бетона и арматуры учитываются при расчете изгибаемых элементов по ширине раскрытия трещин?

4. Как влияет диаметр арматуры на ширину раскрытия трещин?

5. На какие нагрузки производят расчет по трещиностойкости железобетонных конструкций?

- а) на действие постоянных расчетных нагрузок;
- б) на действие временных нагрузок;
- в) на действие нормативных нагрузок;
- г) на действие постоянных нормативных нагрузок.

6. Как влияет применение стержневой или проволочной арматуры на раскрытие нормальных трещин?

- а) влияет напряжение в арматуре;
- б) не влияет;
- в) влияет на 30%;
- г) влияет на 20%;
- д) влияет значительно до 50%.

Расчет по ширине раскрытия нормальных трещин в изгибаемых элементах производится согласно расчетной схеме растянутой зоны сечения, приведенной на рис. 2.

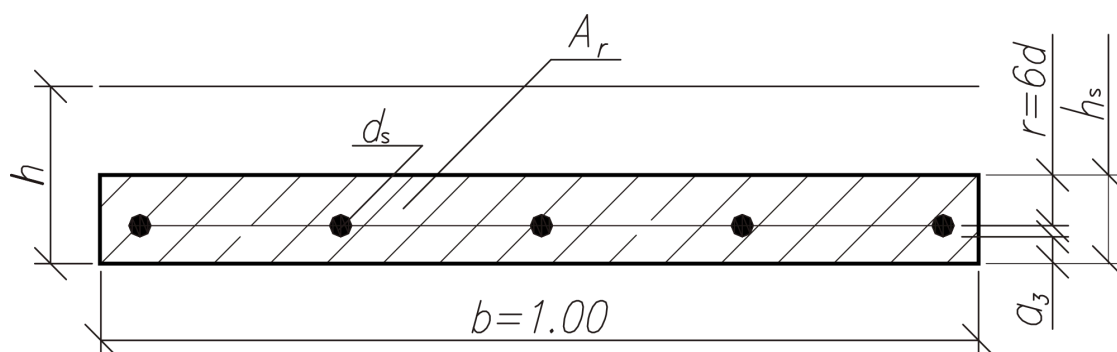


Рис. 2.

где: **b** и **h**, соответственно ширина растянутой зоны сечения плиты (балки) и высота сечения плиты или балки.

Расчетная конструкция балки сечение 25x50 см относится к категории **3в** по трещиностойкости, где предельное раскрытие трещины составляет $\Delta l_{cr} = 0.2$ мм.

Ширина раскрытия трещин, нормальных к продольной оси:

$$a_{cr} = \frac{\sigma_s}{E_s} * \psi \leq \Delta l_{cr} \quad (10)$$

Вычисляем площадь взаимодействия бетона и арматуры (рис.2):

$$A_r = b \cdot h_s = b \cdot (a_3 + 0.5 \cdot d_s + 6 \cdot d_s) \quad (11)$$

Плечо внутренней пары сил: $z = h_0 - x/2$ (12)

Напряжения в растянутой арматуре:

$$\sigma_s = M^H / A_s * z. \quad (13)$$

Радиус армирования элемента:

$$R_r = \frac{A_r}{\beta \times n \times d} , \quad (14)$$

где: $\beta=1,0$ - коэффициент, учитывающий профиль арматуры. Для стержневой арматуры периодического профиля $\beta=1.0$; гладкой А-1 – 1.2.
 n - количество стержней по ширине элемента в растянутой зоне сечения (для плиты $b=100\text{см}$ и n – не менее 5 стержней); d - диаметр арматуры.

Расчетное значение расстояния между нормальными трещинами с учетом неравномерности распределения напряжений в растянутой арматуре на участке между нормальными трещинами ψ :

$$\psi = 1,5 \times \sqrt{R_r} \quad (15)$$

Пример расчета №7. Необходимо определить ширину раскрытия нормальных трещин в балке прямоугольного сечения при следующих исходных данных.

Дано: Балка прямоугольного сечения с размерами 25х50 см ($b \times h$) запроектирована из тяжелого бетона класса В25, $E_b = 30000$ МПа. Продольная арматура класса А400, $A_s = 22.14\text{см}^2$, $E_s = 196000$ МПа. Величина изгибающего момента от нормативных нагрузок $M = 245 / 1.2 = 204.2$ кН*м.

Согласно рис. 2 вычисляем площадь взаимодействия бетона и растянутой арматуры :

$$A_r = b \cdot h_s = b \cdot (a_3 + 0.5 \cdot d_s + 6 \cdot d_s) = 25 \cdot (3 + 2,8/2 + 1.4 + 1.25 + 6 \cdot 2.5) = 551.25 \text{ см}^2$$

$$\text{Плечо внутренней пары сил: } z = 45.7 - 0.5 \times 23.84 = 33.78 \text{ см.}$$

Напряжения в растянутой арматуре:

$$\sigma_s = M^H / A_s \cdot z = 20420000 / 22.14 \times 33.78 = 27303.5 \text{ Н/см}^2.$$

$$R_r = \frac{A_r}{\beta \times n \times d} = \frac{551.25}{1.0 \times 4 \times 2.5} = 55.125 \text{ см} - \text{радиус армирования.}$$

$\beta=1,0$ - для стержневой арматуры периодического профиля;

n - количество стержней по ширине балки $b=25\text{см}$, $n=4$;

d - диаметр арматуры верхнего ряда – 2.5 см.

$$\psi = 1,5 \times \sqrt{R_r} = 1,5 \times \sqrt{55.125} = 11.14 \text{ см.}$$

$$a_{cr} = \frac{\sigma_s}{E_s} * \psi = \frac{27303.5}{19600000} * 11.14 = 0.155 < 0.20 \text{ мм.}$$

Ширина раскрытия трещин меньше предельного нормативного значения. Балка пригодна к нормальной эксплуатации.

Расчет ширины раскрытия нормальных трещин по методике СП 52-101-2003.

Ниже приведены основные расчетные формулы и порядок расчета ширины раскрытия трещин железобетонного элемента прямоугольного сечения с одиночной арматурой. Расчетная схема фрагмента изгибаемого элемента на участке с нормальными трещинами приведена на рис. 3.

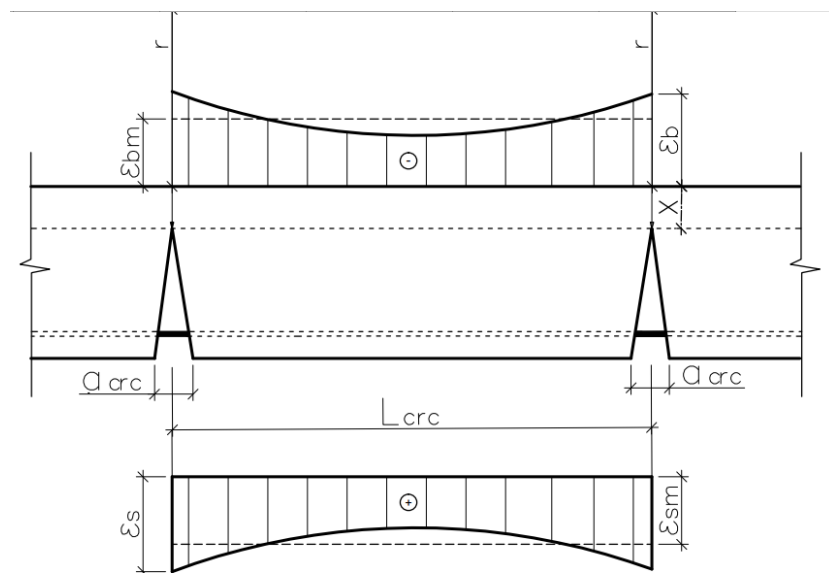


Рис. 3.

где : $\Psi_s = \frac{\varepsilon_{sm}}{\varepsilon_s}$; $\Psi_b = \frac{\varepsilon_{bm}}{\varepsilon_b}$ - коэффициенты неравномерности распределения

деформаций в растянутой арматуре и в бетоне сжатой зоны на участке между нормальными трещинами;

$\varepsilon_{sm}, \varepsilon_{bm}$ - средние деформации в растянутой арматуре и в бетоне сжатой зоны;

$\varepsilon_s, \varepsilon_b$ —максимальные деформации в растянутой арматуре и в бетоне сжатой зоны в сечении с нормальной трещиной;

r – радиус кривизны изгибаемого элемента;

a_{crc} - ширина раскрытия нормальной трещины:

$$a_{crc} = \Psi_s \cdot \varepsilon_s \cdot l_{crc} = \Psi_s \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot l_{crc}$$

l_{crc} – расчетное значение расстояния между нормальными трещинами.

Ширина раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента, определяется по следующей эмпирической формуле:

$$a_{crc} = \delta \cdot \varphi_l \cdot \eta \cdot \varepsilon_s \cdot 20(3.5-100 \cdot \mu)^{3\sqrt{d_{s,max}}}, \quad (16)$$

где: δ – коэффициент, принимаемый равным: 1- для изгибаемых элементов; 1.2- для растянутых элементов;

$$\varphi_l = 1.60 - 15 \cdot \mu; \quad (17)$$

μ – коэффициент армирования:

$$\mu = A_s / b \cdot h_0; \quad (18)$$

η – коэффициент, учитывающий вид арматуры:

1.0 – при стержневой арматуре периодического профиля;

1.3 – при стержневой арматуре гладкой;

1.2 – при проволочной арматуре периодического профиля;

1.4 – при проволочной арматуре гладкой;

ε_s – деформации в арматуре:

$$\varepsilon_s = \sigma_s / E_s \quad (19)$$

$d_{s,max}$ – максимальный диаметр арматуры в растянутой зоне сечения.

Пример расчета №8. Необходимо определить ширину раскрытия нормальных трещин в балке прямоугольного сечения при следующих исходных данных.

Дано: Балка прямоугольного сечения с размерами 25x50 см (b×h) запроектирована из тяжелого бетона класса В25, $E_b = 30000$ МПа.

Продольная арматура класса А400, $A_s = 22.14 \text{ см}^2$, $E_s = 196000$ МПа. Величина изгибающего момента от нормативных нагрузок $M = 245 / 1.2 = 204.2$ кН*м.

1. Согласно (18) определяем коэффициент армирования сечения растянутой арматурой:

$$\mu = A_s / b \cdot h_0 = 22.14 / 25 \times 45.7 = 0.0194.$$

2. Деформации в растянутой арматуре:

$$\varepsilon_s = \sigma_s / E_s = 273.04 / 196000 = 0.00139.$$

3. Согласно (17) определяем коэффициент, учитывающий влияние длительности действия нагрузки:

$$\varphi_l = 1.60 - 15 \cdot \mu = 1.60 - 15 \times 0.0194 = 1.309.$$

4. Согласно (16) определяем ширину раскрытия трещины:

$$a_{cr} = \delta \cdot \varphi_l \cdot \eta \cdot \varepsilon_s \cdot 20(3.5 - 100 \cdot \mu)^3 \sqrt{d_{s,max}} = \\ = 1 \times 1.309 \times 1 \times 0.00139 \times 20(3.5 - 100 \times 0.0194)^3 \sqrt{28} = 0.176 \text{ мм},$$

что меньше 0.20 мм. Условие трещиностойкости по раскрытию нормальных трещин выполняется. Балка пригодна к нормальной эксплуатации.

Выводы: 1. Ширина раскрытия нормальных трещин, определенная по методике СНиП 2.05.03-84* составила 0.155мм, а по методике СНиП 2.03.01-84* - несколько больше - 0.176мм.

2. Расхождение в результатах расчета составляет:

$$\% = [(0.176 - 0.155)/0.155] \times 100 = 13.55\%.$$

Занятие № 8. Расчет ширины раскрытия наклонных трещин по методике СП 52-101-2003.

Цель расчета – определить ширину раскрытия наклонных к продольной оси элемента трещин в железобетонной балке (плите) прямоугольного профиля без предварительного напряжения арматуры.

Контрольные вопросы для самопроверки знаний:

1. С какой целью определяется ширина раскрытия наклонных трещин?
 - а) с целью обеспечения совместности деформаций бетона и поперечной арматуры;
 - б) с целью обеспечения защиты арматуры от коррозии;
 - в) с целью обеспечения возможности применения трещиностойких лакокрасочных покрытий на поверхности конструкций;
 - г) с целью обеспечения несущей способности наклонного сечения конструкции.
2. Как влияет расход продольной арматуры в сечении элемента на ширину раскрытия наклонных трещин?
 - а) не влияет;
 - б) влияет диаметр арматуры;
 - в) влияет шаг арматуры по ширине сечения элемента;
 - г) влияет количество и диаметр арматуры.
3. С какой целью устраиваются отгибы продольной ненапрягаемой арматуры?
4. Как можно повысить трещиностойкость наклонного сечения балки из обычного ненапряженного железобетона?
 - а) увеличить расход поперечной арматуры;

- б) увеличить класс бетона по прочности на сжатие;
- в) увеличить ширину сечения балки;
- г) увеличить высоту сечения и прочность бетона конструкции;
- д) установить дополнительно наклонную арматуру;
- е) увеличить расход продольной арматуры в сжатой зоне сечения над наклонной трещиной.

5. С какой целью выполняются отгибы напрягаемой арматуры?

6. От чего зависит траектория наклонной трещины?

- а) от прочности бетона конструкции на оппорных участках;
- б) от характера напряженно-деформированного состояния участка конструкции;
- в) от соотношения нормальных и касательных напряжений на участке конструкции;
- г) от расхода наклонной арматуры и уровня обжатия бетона в наклонном сечении элемента;
- д) от соотношения нормальных напряжений в расчетном сечении.

6. Какая арматура наиболее эффективна в наклонном сечении?

- а) поперечная арматура;
- б) наклонная арматура ;
- в) продольная арматура по высоте сечения элемента;
- г) продольная арматура растянутой зоны сечения элемента.

Ниже приведены основные расчетные формулы и порядок расчета ширины раскрытия наклонных трещин в железобетонной балке прямоугольного сечения.

Ширина раскрытия трещин, наклонных к продольной оси элемента, при армировании хомутами, нормальными к продольной оси определяется по формуле:

$$a_{crc} = 0.6 \cdot \varphi_l \cdot \sigma_{sw} \cdot d_w \cdot \eta / [E_s \cdot d_w / h_0 + 0.15 \cdot E_b (1 + 2 \alpha \cdot \mu_w)], \quad (20)$$

где: φ_1 – коэффициент, учитывающий длительность действия нагрузки:

$\varphi_1 = 1.0$ – при непродолжительном действии нагрузки;

$\varphi_1 = 1.5$ – при продолжительном действии нагрузки;

$$\sigma_{sw} = (Q - Q_{b1}) \cdot s_w / A_{sw} \cdot h_0, \quad (21)$$

Q – поперечная сила в конце наклонного сечения с проекцией длиной « c » ;

$$Q_{b1} = \varphi_{b4} \cdot R_{bt} \cdot b h_0^2 / c, \quad (22)$$

$\varphi_{b4} = 1.5$ – для тяжелого бетона;

c – проекция наклонной трещины: $h_0 \leq c \leq 2 h_0$;

S_w – шаг поперечной арматуры (хомутов) на приопорном участке. По конструктивным требованиям максимальное расстояние между хомутами принимается в зависимости от высоты элемента:

$$S_w \leq h_0 / 3; \quad (23)$$

A_{sw} – суммарная площадь поперечной арматуры:

$$A_{sw} = n_w \cdot a_{sw1}, \quad (24)$$

n_w – количество стержней вертикальной арматуры, которое принимается в зависимости от ширины балки: $n_w = 1, 2, 3$ и т.д.;

a_{sw1} – площадь поперечного сечения 1-го стержня;

d_w – диаметр поперечной арматуры в / см /;

$\alpha = E_s / E_b$ – коэффициент приведения площади поперечной арматуры к бетону;

$$\mu_w = A_{sw} / b \cdot S_w. \quad (25)$$

Последовательность практического расчета ширины раскрытия наклонных трещин на примере балки прямоугольного сечения.

Пример расчета № 9. Дано: $Q, b, h, V, R_s, R_b, R_{bt}, E_s, E_b : 100 \text{ кН}, 25 \text{ см}, 50 \text{ см}, B25, 350 \text{ МПа}, 13 \text{ МПа}, 0.9 \text{ МПа},$

Необходимо определить ширину раскрытия наклонных трещин в железобетонной балке или плите: $a_{crc} = ?$

1. Определяется значение рабочей высоты сечения элемента с учетом защитного слоя бетона: $h_0 = 50 - 4.3 = 45.7 \text{ см}$;

2. Согласно (21) определяется поперечное усилие, воспринимаемое бетоном :

$$Q_{b1} = \varphi_{b4} \cdot R_{bt} \cdot b h_0^2 / c = 1.5 \times 90 \times 25 \times 45.7^2 / 2 \times 45.7 = 77.12 \text{ кН.}$$

3. Определяется максимальный шаг поперечной арматуры:

$$S_w \leq h_0 / 3 = 45.7 / 3 = 15.23 \text{ см. Принимаем } S_w = 15 \text{ см.}$$

4. Согласно (25) определяется коэффициент армирования балки поперечной арматурой: $A_{sw} = 2 \times 0.283 = 0.57 \text{ см}^2$

$$\mu_w = A_{sw} / b \cdot S_w = 0.57 / 25 \times 15 = 0.00152.$$

5. Согласно (21) определяется напряжение в поперечной арматуре:

$$\begin{aligned} \sigma_{sw1} &= (Q - Q_{b1}) \cdot s_w / A_{sw} \cdot h_0 = \\ &= (0.9 \times 100 - 77.12) \cdot 15 / 0.57 \cdot 45.7 = 74.17 \text{ МПа.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{sw2} &= (Q - Q_{b1}) \cdot s_w / A_{sw} \cdot h_0 = \\ &= (0.8 \times 100 - 77.12) \cdot 15 / 0.57 \cdot 45.7 = 16.58 \text{ МПа.} \end{aligned}$$

6. По формуле (20) определяется ширина раскрытия наклонных трещин:

$$\begin{aligned} a_{crc1} &= 0.6 \cdot \varphi_l \cdot \sigma_{sw} \cdot d_w \cdot \eta / [E_s \cdot d_w / h_0 + 0.15 \cdot E_b (1 + 2 \alpha \cdot \mu_w)] = \\ &= 0.6 \times 1 \times 74.17 \times 0.6 \times 1 / [196000 \times 0.6 / 45.7 + 0.15 \times 30000 (1 + 2 \times 6.53 \times 0.00152)] = \\ &= 0.062 \text{ мм.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a_{crc1} &= 0.6 \cdot \varphi_l \cdot \sigma_{sw} \cdot d_w \cdot \eta / [E_s \cdot d_w / h_0 + 0.15 \cdot E_b (1 + 2 \alpha \cdot \mu_w)] = \\ &= 0.6 \times 1.5 \times 16.58 \times 0.6 \times 1 / [196000 \times 0.6 / 45.7 + 0.15 \times 30000 (1 + 2 \times 6.53 \times 0.00152)] = \\ &= 0.013 \text{ мм.} \end{aligned}$$

Суммарное значение ширины раскрытия трещины:

$$a_{crc} = a_{crc1} + a_{crc2} + 0.062 + 0.013 = 0.075 \text{ мм,}$$

что меньше предельного значения $[a_{срс}] = 0.2$ мм – из условия сохранности арматуры при продолжительном раскрытии (продолжительном действии нагрузки).

Вывод. Трещиностойкость железобетонной балки по ширине раскрытия наклонных трещин соблюдается.

Занятие № 9. Расчет железобетонных изгибаемых элементов по деформациям (прогибам) при наличии трещин в растянутой зоне.

Цель расчета – определить прогиб железобетонной балки (плиты) прямоугольного профиля без предварительного напряжения арматуры и ее пригодность к нормальной эксплуатации.

Контрольные вопросы для самопроверки знаний:

1. С какой целью определяется прогиб конструкции?
 - а) с целью определения необходимости снижения действующих нагрузок на конструкцию;
 - б) с целью определения необходимости применения предварительного обжатия бетона конструкции;
 - в) с целью обеспечения долговечности эксплуатации конструкции;
2. Какие геометрические параметры сечения элемента существенно влияют на прогиб железобетонной конструкции?
 - а) не влияют;
 - б) влияет высота сечения железобетонной конструкции;
 - в) влияет ширина сечения элемента и диаметр арматуры растянутой зоны сечения.
3. Как влияют нормативная и длительная нагрузки на прогиб железобетонной конструкции?
4. От чего зависит жесткость изгибаемого элемента и как она влияет на прогиб конструкции?

5. Как влияет форма поперечного сечения изгибаемой железобетонной конструкции на ее прогиб?

6. Как влияет армирование изгибаемого элемента на его прогиб?

7. С какой целью и в каких случаях применяется предварительное напряжение бетона сжатой зоны изгибаемого элемента?.

8. Как влияют прочность бетона и арматуры на прогиб железобетонной конструкции?

9. Как определяется коэффициент армирования железобетонной конструкции?

10. Как можно уменьшить прогиб монолитной железобетонной плиты пролетного строения моста при проектировании?

11. От чего зависит предельное значение прогиба железобетонной конструкции?

а) от длины конструкции;

б) от наличия предварительного напряжения бетона конструкции;

в) от назначения конструкции и вида действующих временных нагрузок;

г) от формы поперечного сечения и длины конструкции.

12. Как влияют деформации усадки и ползучести бетона на прогиб железобетонной конструкции?

Ниже приведены основные расчетные формулы и порядок расчета прогибов железобетонной конструкции при действии нормативных и длительных нагрузок.

Прогиб железобетонной конструкции по существу сводится к определению кривизны изгибаемого элемента от действия нормативных и длительных нагрузок:

$$f = (1/r) \cdot S \cdot L^2, \quad (26)$$

где: S – коэффициент, который зависит от расчетной схемы нагружения изгибаемого элемента: $S = 5/48$ – для изгибаемых разрезных балок и плит, нагруженных равномерно распределенной нагрузкой интенсивностью « q^H »;

L – расчетный пролет изгибаемого элемента в / см /;

$1/r$ – кривизна изгибаемого элемента при действии полной нормативной нагрузки:

$$1/r = M/h_0 z [\psi_s/E_s A_s + \psi_b/(\varphi_f + \xi) b h_0 E_b \cdot v], \quad (27)$$

где: M – значения изгибающих моментов от действия полной нормативной нагрузки (M_1) и от действия постоянных и длительных нагрузок (M_2);

h_0 – рабочая высота сечения: $h_0 = h - a_s$;

плечо внутренней пары сил: $z = h_0 - x/2$; (28)

ψ_s – коэффициент, учитывающий работу растянутого бетона на участке между нормальными трещинами или коэффициент неравномерности распределения деформаций в арматуре между трещинами:

$$\psi_s = 1.25 - \varphi_{ls} \cdot \varphi_m, \quad (29)$$

$\varphi_{ls} = 1.1$ – при непродолжительном действии нагрузки и при арматуре классов: A300, A400;

$\varphi_{ls} = 0.80$ – при длительном действии нагрузки;

$$\varphi_m = (R_{bt,ser} \cdot W_{pl})/M; \quad (30)$$

ψ_b – коэффициент, учитывающий неравномерность распределения деформаций крайнего сжатого волокна бетона на участке между нормальными трещинами: $\psi_b = 0.9$ – для тяжелого бетона;

φ_f – коэффициент, учитывающий наличие свесов для элементов таврового сечения и продольной арматуры в сжатой зоне сечения. Для прямоугольных сечений:

$$\varphi_f = \alpha \cdot A_{sc}/2v \cdot b h_0, \quad (31)$$

$\alpha = E_s/E_b$ – коэффициент приведения площади сжатой арматуры к площади бетона;

v – коэффициент, характеризующий упругопластическое состояние бетона сжатой зоны. Для тяжелого бетона:

0.45 – при непродолжительном действии нагрузки;

0.15 – при продолжительном действии нагрузки и влажности воздуха 40% и выше;

ξ - относительная высота сжатой зоны сечения элемента:

$$\xi = x/h_0, \quad (32)$$

E_b – модуль упругости бетона в Н/см^2 .

Ниже приведена последовательность практического расчета прогиба железобетонной балки (плиты) прямоугольного сечения с одиночной арматурой согласно исходных данных по занятию №1.

1. Согласно (28) определяем рабочую высоту сечения « h_0 » и плечо внутренней пары сил « z »;

2. По формуле (27) определяются коэффициенты φ_m при действии изгибающих моментов M_1 и M_2 ;

3. По формуле (29) определяются коэффициенты ψ_s ;

4. По формуле (31) определяется коэффициент φ_f ;

5. По формуле (32) определяется относительная высота сжатой зоны сечения балки (плиты) $\xi = x/h_0$;

6. По формуле (21) определяется кривизна $(1/r)_1$ при непродолжительном действии нагрузки и кривизна $(1/r)_2$ при продолжительном действии нагрузки;

7. Определяется суммарная кривизна изгибаемого элемента:

$$1/r = (1/r)_1 + (1/r)_2 \quad (33)$$

8. По формуле (26) определяется прогиб конструкции и выполняется его сравнение с предельным значением прогиба:

$$f = (1/r) \cdot S \cdot L^2 \leq [f] = L/400, \quad (34)$$

где: коэффициент «400» принят для мостовых изгибаемых конструкций. Для конструкций зданий и сооружений, воспринимающие только статические нагрузки, предельное значение прогиба при длине пролета от 5 м до 7.5м

составляет 3 см. При пролетах до 5 м предельное значение прогиба определяется при коэффициенте «200».

Если условие (34) выполняется, то железобетонная конструкция удовлетворяет требования норм проектирования. Если условие (34) не выполняется, то требуется изменить исходные данные в сторону увеличения параметров конструкции, влияющие на ее изгибную жесткость и повторить расчеты.

Пример расчета № 10. Необходимо определить прогиб в балке или плите прямоугольного сечения длиной:

$L = 10 \cdot H$ – для железобетонных разрезных балок;

$L = 25 \cdot H$ – для железобетонных разрезных плит, при следующих исходных данных:

Дано: Балка прямоугольного сечения с размерами 25x50 см (bхh) запроектирована из тяжелого бетона класса B25, $R_{bt.ser} = 1.6$ МПа, $E_b = 30000$ МПа. Продольная арматура класса A400, $A_s = 22.14 \text{ см}^2$, $E_s = 196000$ МПа. Величина изгибающего момента от нормативных нагрузок $M_1 = 245 / 1.2 = 204.2$ кН·м; от длительных нагрузок - $M_2 = 0.8 \times M_1 = 163.4$ кН·м.

1. Рабочая высота сечения: $h_0 = h - a_s = 50 - 4.3 = 45.7$ см.

2. Плечо внутренней пары сил: $z = h_0 - x/2 = 45.7 - 0.5 \times 23.84 = 33.78$ см

3. Коэффициенты: $\varphi_{m1} = (R_{bt.ser} \cdot W_{pl}) / M_1 = 1.6 \times 24197 / 204200 = 0.190$;

$\varphi_{m2} = (R_{bt.ser} \cdot W_{pl}) / M_2 = 1.6 \times 24197 / 163400 = 0.237$;

4. Коэффициенты: $\psi_{s1} = 1.25 - \varphi_{ls} \cdot \varphi_{m1} = 1.25 - 1.1 \times 0.19 = 1.04 \leq 1.0$;

$\psi_{s2} = 1.25 - \varphi_{ls} \cdot \varphi_{m2} = 1.25 - 0.8 \times 0.237 = 1.06 \leq 1.0$;

5. Коэффициенты: $\varphi_{f1} = \alpha \cdot A_{sc} / 2v \cdot b h_0 = 6.53 \times 2.26 / 2 \times 0.45 \times 25 \times 45.7 = 0.014$

$$\varphi_{f2} = \alpha \cdot A_{sc} / 2v \cdot b h_0 = 6.53 \times 2.26 / 2 \times 0.15 \times 25 \times 45.7 = 0.043$$

6. Относительная высота сжатой зоны: $\xi = x/h_0 = 23.84/45.7 = 0.522$.

7. Определяется кривизна изгибаемого элемента:

$(1/r)_1$ – кривизна от непродолжительного действия всей нагрузки:

$$\begin{aligned} (1/r)_1 &= M_1/h_0 z [\psi_s/E_s A_s + \psi_b/(\varphi_f + \xi) b h_0 E_b \cdot v] = \\ &= 20420000/45.7 \times 33.78 [1/19600000 \times 22.14 + \\ &0.9/(0.014 + 0.522) 25 \times 45.7 \times 30000000 \times 0.45] = 4.48 \cdot 10^{-5}; \end{aligned}$$

$(1/r)_2$ – кривизна от непродолжительного действия постоянных и длительных нагрузок:

$$\begin{aligned} (1/r)_2 &= M_2/h_0 z [\psi_s/E_s A_s + \psi_b/(\varphi_f + \xi) b h_0 E_b \cdot v] = \\ &= 16340000/45.7 \times 33.78 [1/19600000 \times 22.14 + \\ &0.9/(0.014 + 0.522) 25 \times 45.7 \times 30000000 \times 0.45] = 3.59 \cdot 10^{-5}; \end{aligned}$$

$(1/r)_3$ – кривизна от продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок:

$$\begin{aligned} (1/r)_3 &= M_2/h_0 z [\psi_s/E_s A_s + \psi_b/(\varphi_f + \xi) b h_0 E_b \cdot v] = \\ &= 16340000/45.7 \times 33.78 [1/19600000 \times 22.14 + \\ &0.9/(0.043 + 0.522) 25 \times 45.7 \times 30000000 \times 0.15] = 5.71 \cdot 10^{-5}; \end{aligned}$$

$$1/r = (1/r)_1 - (1/r)_2 + (1/r)_3 = 4.48 \cdot 10^{-5} - 3.59 \cdot 10^{-5} + 5.71 \cdot 10^{-5} = 6.6 \cdot 10^{-5} \text{ 1/см.}$$

8. Определяется прогиб конструкции:

$$f = (1/r) \cdot S \cdot L^2 = 6.6 \cdot 10^{-5} \times (5/48) \times 480^2 = 1.58 \text{ см,}$$

$$\text{где: } L = 10 \cdot H - 2 \cdot a_{\text{оп}} = 10 \times 50 - 2 \times 10 = 480 \text{ см.}$$

Расчетное значение прогиба 1.58 см больше предельного значения: $[f] = L/200 = 480/200 = 2.4 \text{ см.}$ Жесткость балки обеспечивается.

9. При отсутствии трещин в растянутой зоне прогиб конструкции можно определять по упрощенной методике расчета:

$$f = f_1 + f_2 \quad (35)$$

$$\begin{aligned} f &= S \cdot L^2 \cdot [(M_1/0.85 \cdot E_b \cdot J_{\text{ред}}) + 2 \cdot M_2/0.85 \cdot E_b \cdot J_{\text{ред}}] = \\ &= 0.1042 \times 480^2 [(204200/0.85 \times 30000 \times 315943) + \end{aligned}$$

$$2 \times 163400 / 0.85 \times 30000 \times 315943] = 1.58 \text{ см},$$

где: $S = 5/48 = 0.1042$ – для изгибаемых разрезных конструкций, загруженных равномерно распределенной нагрузкой.

Выводы. 1. Как это видно по результатам расчета прогиба балок составили 1.58 см как при расчете по методике: «При наличии трещин в растянутой зоне сечения балки», так и при расчете по методике: «Без трещин в растянутой зоне». Они оказались равными.

2. Коэффициенты неравномерности распределения деформаций (напряжений) в растянутой зоне составили: $\psi_{s1} = 1$ и $\psi_{s2} = 1$, что говорит об отсутствии трещин в растянутой зоне сечения балки, так как при наличии трещин коэффициенты принимают значения меньше 1.0.

3. Прогиб балки составил 1.58 см, что меньше предельного значения прогиба 2.4 см. Конструкция балки пригодна к нормальной эксплуатации

ЛИТЕРАТУРА

1. СНиП 2.05.03-84* Мосты и трубы. Госстрой России, -М. ,: ГУП ЦИП, 1998, 119 с.
2. СНиП 52-01-2003. Бетонные и железобетонные конструкции,-М.: ГУП ЦИП, 2004 г.
3. СП 35-13330-2011. Мосты и трубы.
4. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры.- М.: ГУП НИИЖБ Госстроя России.- 2004 г.
5. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры (к СП 52-101-2003). М.: 2005 г.
6. Саламахин П.М. и др. Мосты и сооружения на дорогах. Ч.1-М., Транспорт, 1991, 344 с.
7. Методические указания: «Проектирование железобетонных конструкций инженерных сооружений из обычного ненапряженного железобетона» / к практическим занятиям по курсу: «Инженерные сооружения в транспортном строительстве». Часть 1. Расчеты на прочность железобетонных изгибаемых моментов /.- Казань, КГАСУ.- 2015 г.- 32с.

ПРИЛОЖЕНИЕ 1

Таблица 1

Расчетные сопротивления бетона

Вид сопротивл ения	Усл. обозн.	Расчетное сопротивление, МПа (кгс/см ²) бетона классов										
		B20	B22,5	B25	B27,5	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
При расчетах по предельным состояниям первой группы												
Сжатие осевое (призмен. прочность)	R _b	10.5 (105)	11.75 (120)	13.0 (135)	14.3 (145)	15.5 (160)	17.5 (180)	20.0 (205)	22.0 (225)	25.0 (255)	27.5 (280)	30.0 (305)
Растяже- ние осевое	R _{bt}	0.85 (8.5)	0.90 (9.0)	0.95 (10.0)	1.05 (10.5)	1.10 (11.0)	1.15 (12.0)	1.25 (13.0)	1.30 (13.5)	1.40 (14.0)	1.45 (14.5)	1.50 (15.5)
При расчетах по предельному состоянию второй группы												
Сжатие осевое (призмен. прочность)	R _{b,ser}	15.0 (155)	16.8 (170)	18.5 (190)	20.5 (210)	22.0 (225)	25.5 (260)	29.0 (295)	32.0 (325)	36.0 (365)	39.5 (405)	43.0 (440)
Растяжени е осевое	R _{bt,ser}	14.0 (145)	1.50 (155)	1.60 (165)	1.70 (175)	1.80 (185)	1.95 (200)	2.10 (215)	2.20 (225)	2.30 (235)	2.40 (245)	2.50 (255)
Скалыва- ние при изгибе	R _{b,sh}	1.95 (20.0)	2.30 (23.5)	2.50 (25.5)	2.75 (28.0)	2.90 (29.5)	3.25 (33.0)	3.60 (37.0)	3.80 (39.0)	4.15 (42.5)	4.45 (45.5)	4.75 (48.5)

ПРИЛОЖЕНИЕ 2

Нормативные и расчетные сопротивления арматуры

Таблица 2

Класс арматурной стали	Диаметр, мм	Нормативные сопротивления растяжению R_{sn} и R_{ph} , МПа (кгс/см ²) при расчетах по предельным состояниям второй группы $R_{s,ser}$ $R_{p,ser}$	Расчетные сопротивления растяжению при расчетах по предельным состояниям I группы для автодор. и городских мостов R_s и R_p / R_{sw} , МПа (кгс/см ²)
1	2	3	4
Ненапрягаемая арматура			
1. Стержневая:			
а) гладкая А-1	6-40	235 (2400)	210 (2150)
б) периодического профиля А-II, Ас-II	10-40	295 (3000)	265 (2700)
А-III	6 и 8	390 (4000)	340 (3450)
	10-40	390 (4000)	350 (3550)

ПРИЛОЖЕНИЕ 3

Модуль упругости бетона

Таблица 3

Класс бетона по прочности на сжатие	B20	B22,5	B25	B27,5	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
$E_B \cdot 10^{-3}$ МПа (кг/см ²)	27,0 (275)	28,5 (290)	30,0 (306)	31,50 (321)	32,50 (332)	34,50 (352)	36,0 (367)	37,50 (382)	39,0 (398)	39,50 (403)	40,0 (408)

Примечания: Значение E_B следует уменьшить на 10 % для бетона, подвергнутого термовлажностной обработке, а так же для бетона, работающего в условиях попеременного замораживания и оттаивания. Модуль сдвига бетона G_b следует принимать равным **0,4 E_B** .

Модуль упругости арматуры

Таблица 4

Класс (вид) арматурной стали	Модуль упругости, МПа (кгс/см ²)	
	ненапрягаемой E_s	напрягаемой E_p
A-I, A-II, A _c -II, A-III	$2.06 \cdot 10^5$ ($2.1 \cdot 10^6$) $1.96 \cdot 10^5$ ($2.0 \cdot 10^6$)	- -
A-IV, A _T -IV, A-V, A-V, A-VI	-	$1.86 \cdot 10^5$ ($1.90 \cdot 10^6$) $1.86 \cdot 10^5$ ($1.90 \cdot 10^6$)
B-II, B _p -II	-	$1.96 \cdot 10^5$ ($2.0 \cdot 10^6$)
Пучки из параллельных проволок классов B-II, B _p -II	-	$1.77 \cdot 10^5$ ($1.8 \cdot 10^6$)
K-7	-	$1.77 \cdot 10^5$ ($1.8 \cdot 10^6$)
Пучки из арматурных канатов K-7	-	$1.67 \cdot 10^5$ ($1.7 \cdot 10^6$)
Стальные канаты: спиральные двойной свивки закрытые	-	$1.67 \cdot 10^5$ ($1.7 \cdot 10^6$)
	-	$1.57 \cdot 10^5$ ($1.6 \cdot 10^6$)

ПРИЛОЖЕНИЕ IV

Расчетные площади поперечных сечений и масса арматуры, сортамент горячекатаной стержневой арматуры периодического профиля, обыкновенной и высокопрочной арматурных проволок

Расчетные площади поперечного сечения (см ²) при числе стержней											Масса, кг/м	Диаметр, мм	Сортамент горячекатаной арматуры периодического профиля из стали классов							Сортамент арматурной проволоки	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	A-II			A-III	A-IV	A-V	A-V	A-VI	обыкновенной	высокопрочной		
3	0,071	0,14	0,21	0,28	0,35	0,42	0,49	0,57	0,64	0,71	0,055 (0,051)	3	-	-	-	-	-	×	×		
4	0,126	0,25	0,38	0,50	0,63	0,76	0,88	1,01	1,13	1,26	0,098 (0,090)	4	-	-	-	-	-	×	×		
5	0,196	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,37	1,57	1,77	1,96	0,154 (0,139)	5	-	-	-	-	-	×	×		
6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,42	1,70	1,98	2,26	2,55	2,83	0,222	6	-	×	-	-	-	×	×		
7	0,385	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,46	3,85	0,302	7	-	×	-	-	-	×	×		
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,53	5,03	0,395	8	-	×	-	-	-	×	×		
9	0,636	1,27	1,91	2,54	3,18	3,82	4,45	5,09	5,72	6,36	0,499	9	-	×	-	-	-	×	×		
10	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,5	6,28	7,07	7,85	0,617	10	-	×	-	-	-	×	×		
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31	0,888	12	-	×	-	-	-	×	×		
14	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,31	13,85	15,39	1,208	14	-	×	-	-	-	×	×		
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,11	1,578	16	-	×	-	-	-	×	×		
18	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,90	25,45	1,998	18	-	×	-	-	-	×	×		
20	3,142	6,28	9,41	12,56	15,71	18,85	21,99	25,14	28,28	31,42	2,466	20	-	×	-	-	-	×	×		
22	3,801	7,6	11,4	15,20	19,00	22,81	26,61	30,41	34,21	38,01	2,984	22	-	×	-	-	-	×	×		
25	4,909	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,13	49,09	3,853	25	-	×	-	-	-	×	×		
28	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,1	49,26	55,42	61,58	4,834	28	-	×	-	-	-	×	×		
32	8,042	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	80,42	6,313	32	-	×	-	-	-	×	×		
36	10,18	20,36	30,54	40,72	50,9	61,08	71,26	81,44	91,62	101,80	7,99	36	-	×	-	-	-	×	×		
40	12,56	25,12	37,68	50,24	62,8	75,36	87,92	100,48	113,04	125,60	9,87	40	-	×	-	-	-	×	×		

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ

«Проектирование железобетонных конструкций инженерных сооружений
из обычного ненапряженного железобетона».

к практическим занятиям по курсу «Инженерные сооружения в
транспортном строительстве» для студентов по направлению подготовки
270800.62 «Строительство», профиль «Автомобильные дороги»
Часть 2. Расчеты железобетонных изгибаемых элементов по предельным
состояниям 2-ой группы.

Составители: Иванов Г.П., Петропавловских О.К.

Редактор Ханафиева Л.З.

Издательство:

Казанского государственного архитектурно-строительного университета

Подписано в печать

Формат 60х84/16

Заказ №

Печать ризографическая

Усл.–печ.л. 2.43

Тираж 50 экз.

Бумага офсетная №1

Учетн.–изд.л. 2.43

Отпечатано в полиграфическом секторе

Издательства КГАСУ

420043, г. Казань, ул. Зеленая, д.1