

Казанский государственный архитектурно-строительный университет



Кафедра железобетонных и каменных конструкций

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ

к выполнению курсовой работы

на тему:

**«Проектирование железобетонных конструкций одноэтажного
промышленного здания с мостовыми кранами»**

Этап № 5

**Проектирование предварительно напряженной под-
крановой балки**

КАЗАНЬ, 2011

Методические указания содержат рекомендации по расчету и конструированию железобетонной подкрановой балки с предварительно напряженной арматурой.

Под редакцией проф. Соколова Б.С., доц. Валеева Г.С.,
доц. Никитина Г.П.

Составитель: ассист. Латыпов Р.Р.

Введение

Подкрановые балки работают на подвижную динамическую нагрузку от мостовых кранов, воспринимая большие сосредоточенные силы давления крановых колёс и испытывая одновременное воздействие вертикальных и горизонтальных (от торможения крановой тележки) нагрузок.

В практике проектирования существует два основных варианта компоновки подкрановых конструкций: двутавровая подкрановая балка и тавровая со сжатыми полками.

К подкрановым конструкциям относятся:

- подкрановые балки;
- вертикальные и горизонтальные связи, обеспечивающие необходимую жёсткость и неизменяемость конструкции;
- крановые рельсы с креплениями и упорами.

Расчет железобетонных конструкций на выносливость производится при воздействии многократно повторяющейся (подвижной или пульсирующей) нагрузки, вызывающей значительный перепад напряжений в бетоне или растянутой арматуре, если число повторений нагрузки за период эксплуатации здания или сооружения достаточно велико (порядка 10^5 и более). Основным параметром, характеризующую динамическую нагрузку является коэффициент асимметрии цикла ρ_s . В зависимости от ρ_s по таблицам 2,3,4 определяются коэффициенты условий работы бетона γ_b и арматуры растянутой зоны γ_{s3} .

Для снижения учебной нагрузки в курсовом проектировании принимается:

1. трещины в растянутой зоне не образуются.
2. горизонтальные усилия воспринимаются тормозной конструкцией.

Допущения позволяют рассматривать сечение подкрановой балки как упругое тело и не рассматривать сжатую полку при действии горизонтальных крановых нагрузок.

1. Нагрузки, действующие на подкрановую балку

Расчёт подкрановой балки обычно производят на совместное действие двух сближенных кранов с грузовыми тележками, тормозящими вблизи балки. Расчётные значения вертикальных и горизонтальных крановых нагрузок определяют по формулам:

$$T = T_n \gamma_f \gamma_n k_{d2} \psi \quad (1)$$

где:

Здесь: P_n - нормативная сила вертикального давления колеса крана на рельс принимается по ГОСТ 6711-81, ГОСТ 25711-83 или приложению 15 [5]; γ_f - коэффициент надёжности по нагрузке для крановых нагрузок, принимаемый по указаниям пункта 4.8. [4]; γ_n - коэффициент надёжности по ответственности, принимаемый по указаниям приложения 7* [4]; k_{d1} , k_{d2} - коэффициенты динамичности, принимаемые по указаниям пункта 4.9. [4]; ψ - коэффициент сочетаний, принимаемый по указаниям пункта 4.17. [4]; T_n - нормативная горизонтальная нагрузка, приходящаяся на одно колесо крана; T_o - полная нормативная горизонтальная нагрузка, вызываемая торможением тележки крана и определяемая по указаниям пункта 4.4. [4]; n_0 - число колёс с одной стороны крана. При расчёте балок под краны с группами режимов работы 7К и 8К вместо горизонтальной нагрузки, вызываемой торможением тележки крана, учитывают воздействие горизонтальных сил бокового давления, вызываемого перекосом моста крана и непараллельностью крановых путей. Расчётное значение данной горизонтальной нагрузки на одно колесо крана:

$$T_t = 0,1 P_n \gamma_f \gamma_n k_{d2} \psi \quad (2)$$

2. Определение максимально возможных внутренних усилий в подкрановой балке для расчетов по I группе ПС

Максимально возможный изгибающий момент в разрезной балке, нагруженной системой взаимосвязанных подвижных грузов, возникает в том случае, если равнодействующая этой системы грузов и ближайший к ней груз равноудалены от середины пролёта балки. Максимальный изгибающий момент возникает в этом случае в сечении, расположенном под этим грузом (правило Винклера).

Пример реализации этого правила представлен на рис. 1, когда на рассматриваемую балку умещается три колеса (три подвижных груза) двух сближенных кранов (габариты кранов см. приложение 15 [5]). Для определения максимально возможной перерезывающей силы в балке от вертикальной нагрузки краны располагают таким образом, чтобы одно из колёс (один из грузов) находилось на расстоянии не менее h_0 от опоры, а остальные - как можно ближе к ней (рис. 2а).

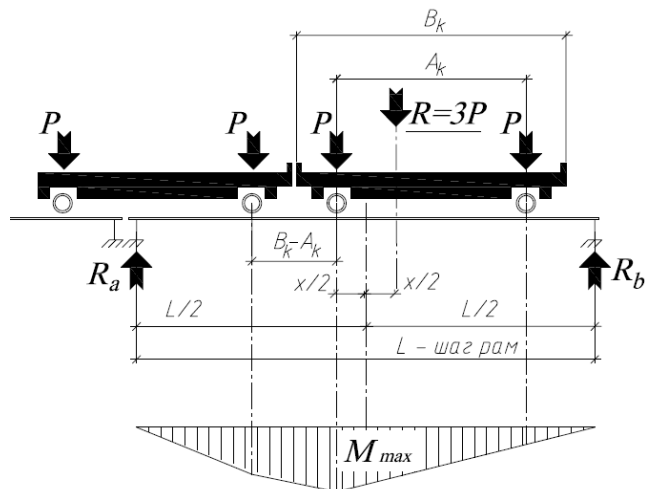


Рис.1. К определению максимального изгибающего момента в подкрановой балке.

Расчётные внутренние усилия в балке от действия вертикальных крановых нагрузок определяются с учётом собственного веса подкрановых конструкций:

$$M_F = M_{max} + M_w; \quad (3)$$

$$Q_F = Q_{max} + Q_w.$$

где: Q_w – поперечное усилие от собственного веса балки;

M_w – изгибающий момент в сечении от собственного веса балки.

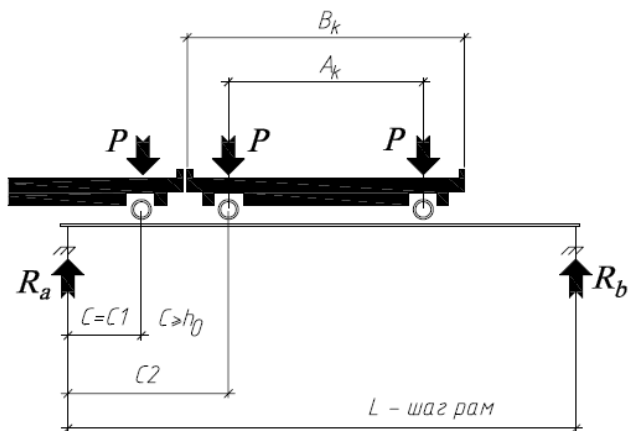


Рис.2а Неблагоприятное расположение кранов для наклонного сечения подкрановой балки с пролетом 12 м.

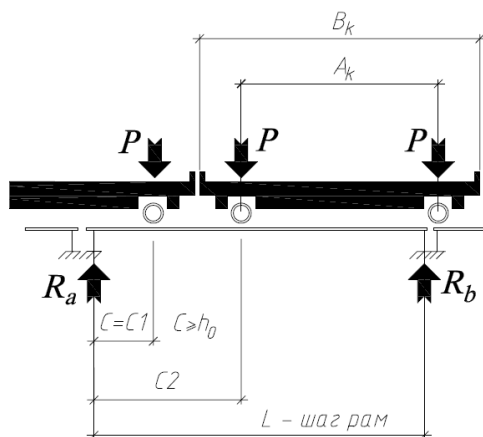


Рис.2б Неблагоприятное расположение кранов для наклонного сечения подкрановой балки с пролетом 6 м.

Расчётные изгибающий момент M_T и перерезывающая сила Q_T от горизонтальной нагрузки, вызываемой торможением тележки, определяются формулами:

$$M_T = \frac{T}{F} M_{\max}; \quad Q_T = \frac{T}{F} Q_{\max}. \quad (4)$$

3. Определение количества продольной и поперечной арматуры

Проверка прочности изгибаемого таврового элемента по нормальным сечениям и подбор необходимой площади сечения напрягаемой арматуры рассматривается в блок-схеме № 4 (Методические указания №1).

Проверка прочности таврового элемента по наклонным сечениям и подбор необходимой площади поперечной арматуры рассматривается в блок-схеме № 2 (Методические указания №2).

4. Особенности конструирования железобетонных балок, подверженные воздействию динамических нагрузок

Класс бетона балок принимается не ниже В20.

Минимальный процент армирования принимается – 0,2%.

Расстояние между продольными стержнями должно быть не более 300 мм.

Максимальный шаг хомутов на опоре 300мм.

Минимальный диаметр боковых стержней при $h \leq 1500$ составляет 12мм, при большей высоте 16 мм.

4. Расчет на выносливость

Подкрановые балки при среднем и тяжелом режимах работ мостовых кранов необходимо рассчитывать на выносливость, при этом если в расчете на прочность учитывается одновременная работа двух кранов в одном пролете, то согласно указаниям п. 1.7 [4] проверку на выносливость следует производить на нормативную нагрузку только от одного крана:

$$P_d = k \cdot \gamma_n \cdot P_n, \quad (5)$$

где: k – коэффициент понижения нормативного значения нагрузки, принимаемый по указаниям п. 1.7 [4].

4.1) Расчет на выносливость сечений, нормальных к продольной оси элементов, должен производиться из условий:

а) для сжатого бетона

$$\sigma_{b,max} \leq R_b, \quad (6a)$$

где $\sigma_{b,max}$ – максимальное нормальное напряжение в сжатом бетоне;

R_b - расчетное сопротивление бетона сжатию, с учетом $\gamma_{b1} = 1$ и умноженное на коэффициент условий работы γ_b .

б) для растянутой арматуры

$$\sigma_{s,max} \leq R_s \quad (66)$$

где $\sigma_{s,max}$ - максимальное напряжение в растянутой арматуре, определяемое по формуле

$$\sigma_{s,max} = \alpha' \sigma_{bs} + \sigma_{sp}, \quad (7)$$

здесь α' - коэффициент приведения арматуры к бетону, принимаемый по табл. 1;

σ_{bs} - напряжение в бетоне на уровне наиболее растянутого ряда арматуры;

σ_{sp} - принимается при коэффициенте $\gamma_{sp} = 0,9$;

R_s - расчетное сопротивление растянутой арматуры, умноженное на коэффициент условий работы γ_{s3} (таблица 3), а при наличии сварных соединений - также на коэффициент γ_{s4} , определяемое согласно таблице 4.

таблица 1

Бетон	Значение коэффициента приведения α' при классах бетона					
	B15	B20	B25	B30	B35	B40 и выше
Тяжелый	25	22,5	20	15	12,5	10

В зоне, проверяемой по сжатию бетону, при действии многократно повторяющейся нагрузки следует избегать возникновения растягивающих напряжений, иначе в сжатую зону устанавливается предварительно напрягаемая арматура. При этом сжатая арматура на выносливость не рассчитывается.

При расчете на выносливость приведенное сечение принимается следующим образом: если в сечении не образуются нормальные трещины, т.е. если выполняется условие,

(8)

при замене в нем значения $R_{bt,ser}$ на R_{bt} (при учете γ_b), приведенное сечение включает в себя полное сечение бетона, а также площадь сечения всей продольной арматуры, умноженной на коэффициент приведения α' , определяемый по таблице 1. Обозначения в формуле (8) см.

МУ «Расчет изгибаемых железобетонных элементов с предварительным напряжением арматуры по II-ой группе ПС».

Значение усилия обжатия P , с учетом всех потерь, допускается определять по формуле $0,7\sigma_{sp}A_{sp}$.

Если условие (8) не соблюдается, то есть трещины образуются, приведенное сечение определяется без учета работы растянутой зоны.

Для предварительно напряженных конструкций, у которых не образуются нормальные трещины, характеристики приведенного сечения допускается определять при коэффициенте приведения $\alpha = E_s/E_b$.

в) Расчет на выносливость сечений, наклонных к продольной оси элемента, должен производиться из условия, что равнодействующая главных растягивающих напряжений, действующих на уровне центра тяжести приведенного сечения, должна быть полностью воспринята поперечной арматурой при напряжениях в ней, равных сопротивлениям R_s , т.е. должно выполняться условие

$$\sigma_{mt} \leq \frac{R_s A_{sw}}{bs} + \frac{R_s A_{s,inc}}{bs_{inc}} \sin\theta \left(\sin\theta + \cos\theta \frac{\sigma_{mt} + \sigma_y}{\tau_{xy}} \right), \quad (9)$$

где σ_{mt} - главное растягивающее напряжение на уровне центра тяжести приведенного сечения, вычисляемое по формуле 11;

σ_y , τ_{xy} - соответственно сжимающее напряжение в направлении, перпендикулярном продольной оси, и касательное напряжение, определяемые на том же уровне, что и напряжение σ_{mt} ;

R_s - расчетное сопротивление хомутов и отгибов с учетом коэффициентов условий работы γ_{33} и γ_{34} (см. п. 2);

θ - угол наклона отгибов к продольной оси элемента на уровне центра тяжести сечения в рассматриваемом сечении;

s_{inc} - расстояние между плоскостями отгибов, измеренное по нормали к ним; при одной плоскости отгибов за s_{inc} принимается расстояние между этой плоскостью и гранью опоры; при двух и более плоскостях отгибов значение s_{inc} определяется согласно рис.3.

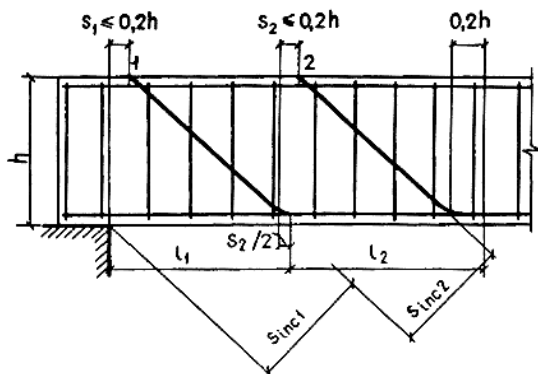


Рис. 3. Учет отогнутых стержней при расчете наклонных сечений на выносливость

$1-1, 2-2$ - плоскости отгибов; для $1-1$ $s_{inc} = (s_{inc1} + s_{inc2})/2$; для $2-2$ $s_{inc} = s_{inc2}$; l_1 и l_2 - длины участков элемента при учете соответственно плоскостей отгибов $1-1$ и $2-2$

Отгибы учитываются в расчете, если расстояние от грани опоры до начала первого отгиба (s_1), а также расстояние между концом предыдущего и началом следующего отгиба (s_2) не превышают $0,2h$.

Расчет производится для каждого участка с постоянной интенсивностью поперечного армирования. При наличии отгибов учитывается среднее значение σ_{mt} на участке рассматриваемого отгиба (см. рис. 3). Для элементов, в которых поперечная арматура не предусматривается, должны быть выполнены требования

$$\begin{aligned} \sigma_{mc} &\leq R_b, \\ \sigma_{mt} &\leq R_{bt}. \end{aligned} \quad (10)$$

где: R_b и R_{bt} , расчетное сопротивление бетона при сжатии и растяжении соответственно, умноженные на коэффициент условий работы γ_b согласно таблице 2.

таблица 2

Бетон	Состояние бетона по влажности	Коэффициент условий работы бетона γ_b при коэффициенте асимметрии цикла ρ_b , равном						
		0 - 0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7
1. Тяжелый	Естественной влажности	0,75	0,80	0,85	0,90	0,95	1,00	1,00
	Водонасыщенный	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	0,95	1,00

Значения главных растягивающих и главных сжимающих напряжений в бетоне σ_{mt} и σ_{mc} определяется по формуле

$$\sigma_{\substack{mt \\ mc}} = \mp \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} \quad (11)$$

где σ_x - нормальное напряжение в бетоне на площадке, перпендикулярной продольной оси элемента, от внешней нагрузки и усилия предварительного обжатия P , при этом σ_x принимается равным напряжению в бетоне σ_b ;

σ_y - нормальное напряжение в бетоне на площадке, параллельной продольной оси элемента, от местного действия опорных реакций, сосредоточенных сил и распределенной нагрузки (см. п. 4.10 [3]), а также от усилия обжатия вследствие предварительного напряжения хомутов и отогнутых стержней (см. п. см. п. 4.11 [3]);

τ_{xy} - касательное напряжение в бетоне от внешней нагрузки и усилия обжатия вследствие предварительного напряжения отогнутых стержней.

Касательные напряжения в бетоне τ_{xy} следует определять по формуле

$$\tau_{xy} = \frac{Q S_{red}}{b I_{red}} ; \quad (12)$$

где: Q - поперечная сила от внешней нагрузки в рассматриваемом сечении; при этом следует учитывать возможность отсутствия временной нагрузки на участке от опоры до рассматриваемого сечения;
 S_{red} - приведенный статический момент части сечения, расположенной выше рассматриваемого волокна, относительно оси, проходящей через центр тяжести приведенного сечения;
 b - ширина сечения элемента на уровне рассматриваемого волокна.

4.2. Коэффициенты условий работы бетона γ_b , применяемые при действии многократно повторяющейся нагрузки, определяются в зависимости от коэффициента асимметрии цикла ρ_b :

$$\rho_b = \frac{\sigma_{b,min}}{\sigma_{b,max}}, \quad (13)$$

где $\sigma_{b,min}$, $\sigma_{b,max}$ - соответственно наименьшее и наибольшее напряжение в бетоне в пределах цикла изменения нагрузки, при этом напряже-

ния принимаются со своими знаками: при проверке условия (10) за положительные принимаются напряжения сжатия, а при проверке условий (6) - напряжения растяжения.

При $\rho_b \geq 0$ коэффициент γ_b принимается по таблице 2.

При определении расчетного сопротивления R_{bt} или $R_{bt,ser}$, если напряжение растяжения сменяется напряжением сжатия, за величину $\sigma_{b,min}$ принимаются сжимающие напряжения. В этом случае коэффициент γ_b для тяжелого бетона естественной влажности при

$0 > \rho_b \geq -5$ определяется по формуле

$$\gamma_b = 0,7 - 0,06 |\rho_b|. \quad (14)$$

При $\gamma_b = 1,00$ расчет на выносливость сжатого бетона можно не производить.

При проверке образования наклонных трещин коэффициенты условий работы γ_b , вводимые на расчетные сопротивления R_{bt} ($R_{bt,ser}$) и R_b ($R_{b,ser}$), определяются соответственно в зависимости от

$$\rho_b = \frac{\sigma_{mt,min}}{\sigma_{mt,max}} \quad \text{и} \quad \rho_b = \frac{\sigma_{mc,min}}{\sigma_{mc,max}}, \quad (15)$$

где $\sigma_{mc,min}$, $\sigma_{mc,max}$,

$\sigma_{mt,min}$, $\sigma_{mt,max}$ - соответственно наименьшие и наибольшие главные сжимающие и главные растягивающие напряжения в бетоне в пределах цикла изменения нагрузки, определяемые по формуле 11 по полному приведенному сечению.

Коэффициенты условий работы арматуры γ_{s3} , принимаемые при расчете на выносливость, определяются по таблице 3.

таблица 3

Класс арматуры	Коэффициент условий работы арматуры γ_{s3} при коэффициенте асимметрии цикла ρ_{s3} равном								
	-1,0	-0,2	0	0,2	0,4	0,7	0,8	0,9	1,0
A-I (A240)	0,41	0,63	0,70	0,77	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
A-II (A300)	0,42	0,51	0,55	0,60	0,69	0,93	1,00	1,00	1,00
A-III (A400) диаметром, мм:									
6 - 8	0,33	0,38	0,42	0,47	0,57	0,85	0,95	1,00	1,00
10 - 40	0,31	0,36	0,40	0,45	0,55	0,81	0,91	0,95	1,00
A-IV (A500)	-	-	-	0,00	0,38	0,72	0,91	0,96	1,00
A-V (A800)	-	-	-	0,00	0,27	0,55	0,69	0,87	1,00
A-VI (A1000)	-	-	-	0,00	0,19	0,53	0,67	0,87	1,00
Bp-II (Bp1200)	-	-	-	-	0,00	0,67	0,82	0,91	1,00
B-II (Bp 1400-1500)	-	-	-	-	0,00	0,77	0,97	1,00	1,00
K-7 диамет- ром, мм:									
6 и 9	-	-	-	-	0,00	0,77	0,92	1,00	1,00
12 и 15	-	-	-	-	0,00	0,68	0,84	1,00	1,00
K-19 диамет- ром 14 мм	-	-	-	-	0,00	0,63	0,77	0,96	1,00
Bp-I (B500)	-	0,00	0,56	0,71	0,85	0,94	1,00	1,00	1,00
A-IIIв с кон- тролем:									
удлинений и напряжений	-	-	-	0,00	0,41	0,66	0,84	1,00	1,00
только удли- нений	-	-	-	0,00	0,46	0,73	0,93	1,00	1,00

Примечание. При значениях ρ_{s3} , для которых в табл.3 не даны значения коэффициента γ_{s3} , применение соответствующей арматуры не допускается.

При наличии сварных соединений учитывается дополнительный коэффициент условий работы γ_{s4} , определяемый по таблице 4.

таблица 4

Класс арматуры	Группа сварных соединений	Коэффициент условий работы арматуры γ_{s4} при коэффициенте асимметрии цикла ρ_s , равном						
		0	0,2	0,4	0,7	0,8	0,9	1,0
А-I (А240) А-II (А300);	1	0,90	0,95	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	2	0,65	0,70	0,75	0,90	1,00	1,00	1,00
	3	0,25	0,30	0,35	0,50	0,65	0,85	1,00
А-III (А400);	1	0,90	0,95	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	2	0,60	0,65	0,65	0,70	0,75	0,85	1,00
	3	0,20	0,25	0,30	0,45	0,60	0,80	1,00
А-IV (А600);	1	-	-	0,95	0,95	1,00	1,00	1,00
	2	-	-	0,75	0,75	0,80	0,90	1,00
	3	-	-	0,30	0,35	0,55	0,70	1,00
А-V (А800); горячекатаная	1	-	-	0,95	0,95	1,00	1,00	1,00
	2	-	-	0,75	0,75	0,80	0,90	1,00
	3	-	-	0,35	0,40	0,50	0,70	1,00

Пр и м е ч а н и я : 1. Группы сварных соединений, приведенные в настоящей таблице, включают следующие типы соединений, допускаемые для конструкций, рассчитываемых на выносливость, и приведенные в обязательных приложениях 3 и 4 [СНиП 2.03.01-84](#):

1-я группа - стыковое - по поз. 6 обязательного приложения 3 [3];

2-я - крестообразное - по поз. 1, стыковые - по поз. 5, 8 и 9, а также по поз. 10 - 12 и 25 - все соединения при отношении диаметров стержней, равном 1,0 (см. обязательное приложение 3); тавровые - по поз. 5 и 7 обязательного приложения 4;

3-я - крестообразные - по поз. 2 и 4, стыковые - по поз. 13 - 26 обязательного приложения 3; тавровые - по поз. 1 - 4, 6, 8, 9 обязательного приложения 4.

2. В таблице даны значения γ_{s4} для арматуры диаметром до 20 мм.

3. Значения коэффициента γ_{s4} должны быть снижены на 5 % при диаметре стержней 22 - 32 мм и на 10 % при диаметре свыше 32 мм.

4. В конструкциях, рассчитываемых на выносливость, соединения по поз. 3 и 27 обязательного приложения 3, а также по поз. 10 - 14 обязательного приложения 4 применять не допускается.

При расчете на выносливость нормальных сечений коэффициент асимметрии цикла ρ_s определяется по формуле

$$\rho_s = \frac{\sigma_{s,min}}{\sigma_{s,max}}, \quad (12)$$

где $\sigma_{s,min}$, $\sigma_{s,max}$ - соответственно наименьшее и наибольшее напряжения в растянутой арматуре в пределах цикла изменения нагрузки, определяемые согласно п. 1; при этом растягивающие напряжения принимаются со знаком «плюс», а сжимающие напряжения - со знаком «минус».

При расчете изгибаемых элементов из тяжелого бетона с ненапрягаемой арматурой значение ρ_s для продольной арматуры принимается:

- при $0 \leq M_{min}/M_{max} \leq 0,2$ $\rho_s = 0,3$;
- при $0,2 < M_{min}/M_{max} \leq 0,75$ $\rho_s = 0,15 + 0,8M_{min}/M_{max}$;
- при $M_{min}/M_{max} > 0,75$ $\rho_s = M_{min}/M_{max}$,

где M_{min} , M_{max} - соответственно наименьший и наибольший изгибающие моменты в расчетном сечении элемента в пределах цикла изменения нагрузки.

При расчете на выносливость наклонных сечений значение ρ_s определяется по формуле

$$\rho_s = \frac{\sigma_{mt,min}}{\sigma_{mt,max}}, \quad (13)$$

где $\sigma_{mt,min}$, $\sigma_{mt,max}$ - соответственно наименьшие и наибольшие главные растягивающие напряжения в бетоне в пределах цикла изменения нагрузки, определяемые согласно п. 4.9 с учетом п. 2.

Для изгибаемых элементов с ненапрягаемой арматурой формула (13) приобретает вид

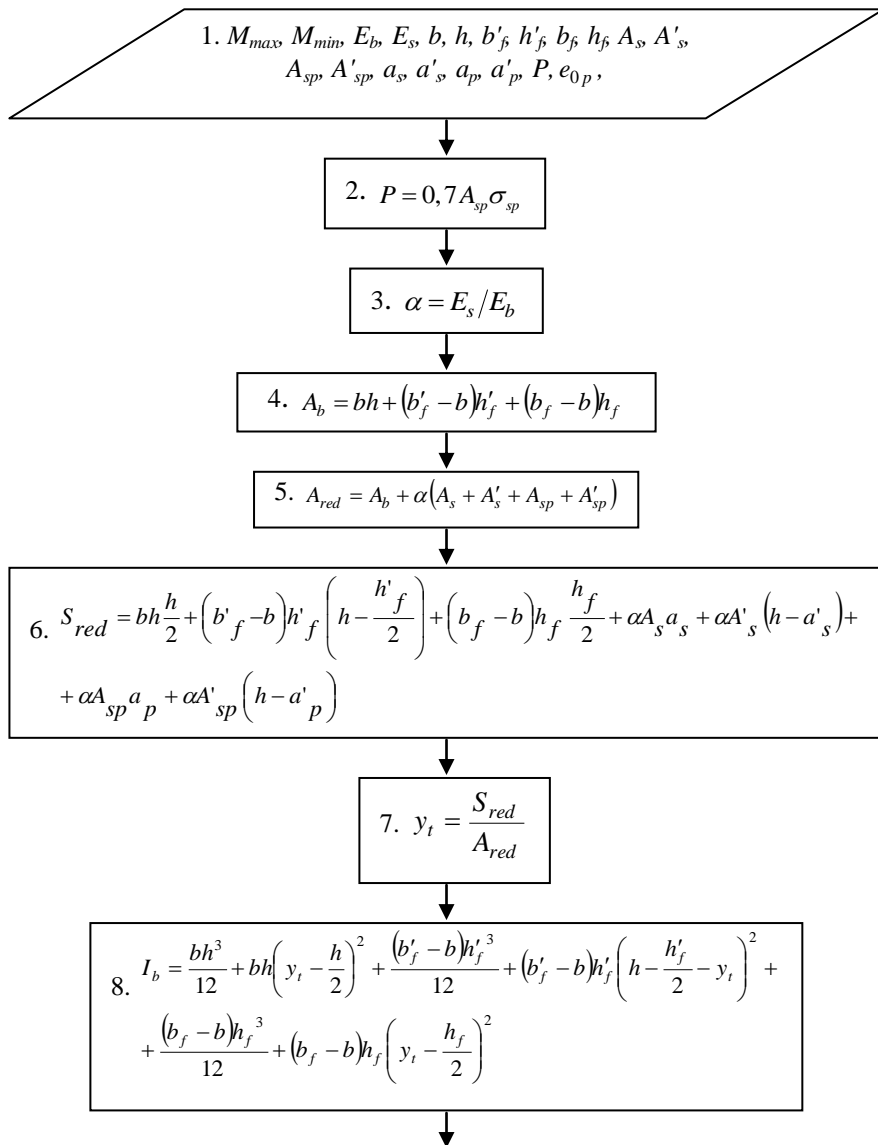
$$\rho_s = \frac{Q_{min}}{Q_{max}}. \quad (14a)$$

При вычислении напряжений и усилий, входящих во все формулы для ρ_s , используются те же нагрузки, что и при расчете на выносливость.

При γ_{s3} и $\gamma_{s4} = 1,00$ расчет на выносливость растянутой арматуры можно не производить.

**Блок –схема № 1 для проверки прочности подкрановой балки на
ВЫНОСЛИВОСТЬ**

Проверка несущей способности сжатого бетона



$$9a. I_s = A_s (y_t - a_s)^2, I'_s = A'_s (h - y_t - a'_s)^2,$$

$$I_{sp} = A_{sp} (y_t - a_p)^2,$$

$$I'_{sp} = A'_{sp} (h - y_t - a'_{sp})^2$$

$$9b. I_{red} = I_b + \alpha I_s + \alpha I'_s + \alpha I_{sp} + \alpha I'_{sp}$$

$$10. e_{0p} = \frac{\sigma_{sp2} A_{sp} y_{sp} + \sigma'_s A'_s y'_s - \sigma'_{sp2} A'_{sp} y'_{sp} - \sigma_s A_s y_s}{P},$$

$$11. \sigma_{b,max} = \frac{P}{A_{red}} - \frac{P e_{0p} (h - y_t)}{I_{red}} + \frac{M_{max} (h - y_t)}{I_{red}}$$

нет

$$12. \sigma_{b,max} \leq R_b$$

да

$$13. \sigma_{b,min} = \frac{P}{A_{red}} - \frac{P e_{0p} (h - y_t)}{I_{red}} + \frac{M_{min} (h - y_t)}{I_{red}}$$

$$14. \rho_b = \sigma_{b,min} / \sigma_{b,max}$$

15. γ_b - по таблице 2

$$16. \gamma_b = 1$$

да

нет

$$17. \sigma_{b,max} \leq \gamma_b R_b$$

да

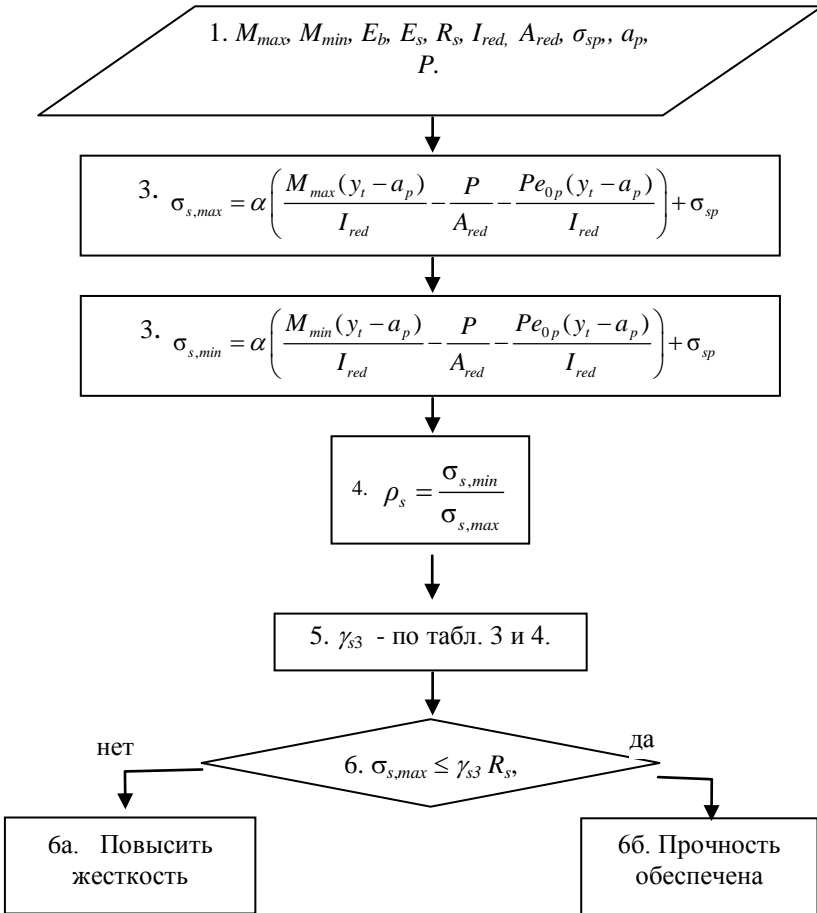
нет

17а. ПОВЫСИТЬ
ЖЕСТКОСТЬ

17б. Прочность
обеспечена

Блок-схема №2

Проверка несущей способности растянутой арматуры



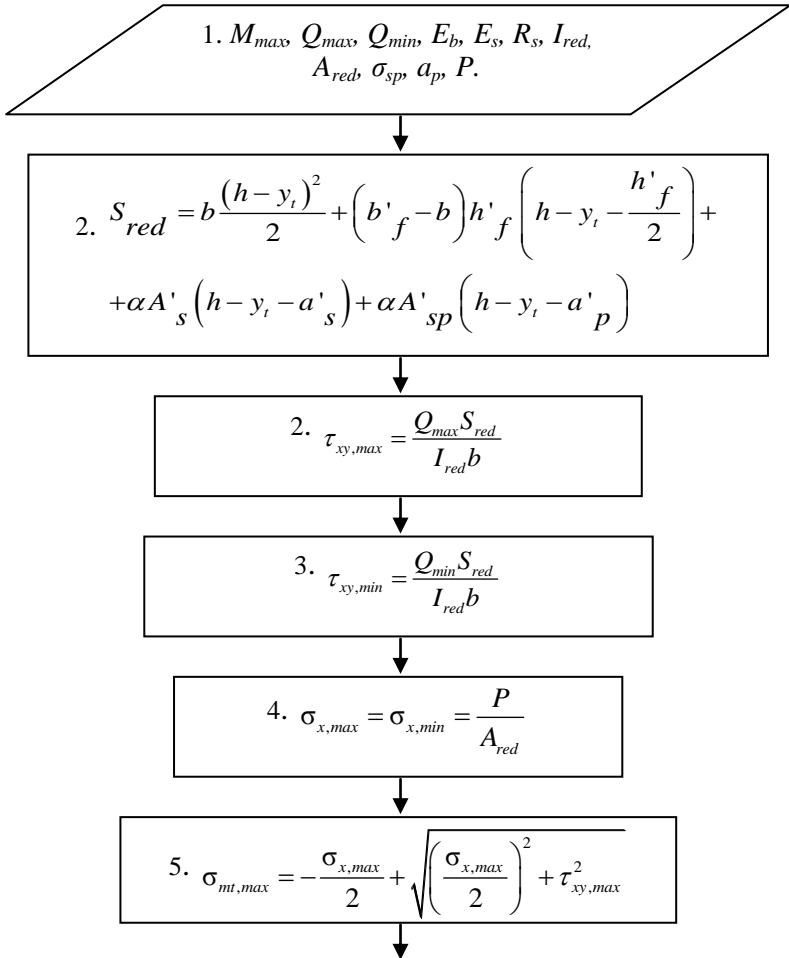
Блок-схема №3

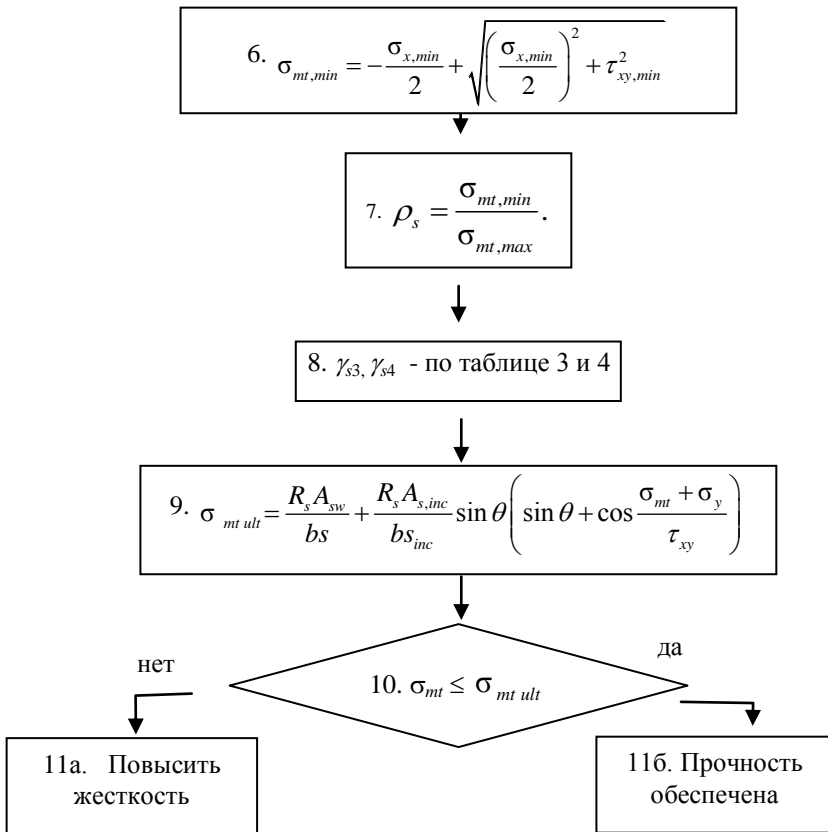
Проверка прочности наклонных сечений на выносливость

Расчет на выносливость наклонных сечений производят из условия, что равнодействующая главных растягивающих напряжений, действующих на уровне центра тяжести приведенного сечения, должна быть полностью воспринята поперечной арматурой при напряжениях в ней, равных расчетным сопротивлениям R_s .

Расчет производят для каждого участка с постоянной интенсивностью поперечного армирования.

Для элементов, в которых поперечную арматуру не предусматривают, должны быть выполнены условия (10), с введением в эти условия вместо расчетных сопротивлений бетона $R_{bt\ ser}$ и $R_{b\ ser}$ соответственно расчетных сопротивлений R_{bt} и R_b , умноженных на коэффициент условий работы γ_b .





5. Расчет тупикового упора

Нормативное значение горизонтальной нагрузки F , кН, направленной вдоль кранового пути и вызываемой ударом крана о тупиковый упор, следует определять по формуле

$$F = \frac{mv^2}{f} \quad (15)$$

где v - скорость передвижения крана в момент удара, принимаемая равной половине номинальной, м/с;

f - возможная наибольшая осадка буфера, принимаемая равной 0,1 м для кранов с гибким подвесом груза грузоподъемностью не более 50 т групп режимов работы 1К-7К и 0,2 м - в остальных случаях;

m - приведенная масса крана, определяемая по формуле

$$m = \frac{m_b}{2} + (m_c + km_q) \frac{l - l_1}{l}, \quad (16)$$

здесь m_b - масса моста крана, т;

m_c - масса тележки, т;

m_q - грузоподъемность крана, т;

k - коэффициент; $k = 0$ - для кранов с гибким подвесом; $k = 1$ - для кранов с жестким подвесом груза;

l - пролет крана, м;

l_1 - приближение тележки, м.

Расчетное значение рассматриваемой нагрузки с учетом коэффициента надежности по нагрузке γ_t (см. п. 4.8 [4]) принимается не более предельных значений, указанных в следующей таблице:

Краны	Предельные значения нагрузок F , кН (тс)
Подвесные (ручные и электрические) и мостовые ручные	10 (1)
Электрические мостовые: общего назначения групп режимов работы 1К-3К	50 (5)
общего назначения и специальные группы режимов работы 4К-7К, а также литейные специальные группы режима работы 8К с подвесом груза:	150 (15)
гибким	250 (25)
жестким	500 (50)

6. Расчет по деформациям

Расчет по деформациям изгибаемого элемента, работающего без трещин в растянутом бетоне следует выполнять согласно алгоритма блок-схемы 3 методических указаний №6.

Пример 1.

Дано:

1. Шаг колонн в продольном направлении 12 м.
2. Класс бетона предварительно напряженной конструкции - В30
3. Класс арматуры сборных ненапрягаемых конструкций – А400.
4. Класс предварительно напрягаемой арматуры - А800.
5. Грузоподъемность крана - 32/5 для пролета 18 м.

Решение:

1) Исходные данные. По приложению 12 [5] в зависимости от пролета, определяем основные геометрические характеристики подкрановой балки.

Размеры сечения $b'_f = 650$ мм, $h'_f = 160$ мм, $b = 140$ мм, $h_f = 250$ мм, $b_f = 340$ мм, $h = 1200$ мм; $a = 40$ мм. (см.ри.5).

Бетон класса В30 ($R_b = 17$ МПа, $R_{bt} = 1,15$ МПа), $\gamma_{bt} = 1$; напрягаемая арматура класса А800 ($R_s = 695$ МПа). Конструктивная арматура А400.

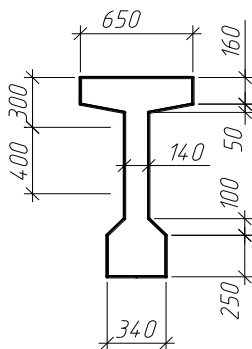


Рис.5 Поперечное сечение подкрановой балки

2) Определение усилий в подкрановой балке.

По приложению 15 [5] находим габариты крана: $A_k = 5,1$ м, $B_k = 6,3$ м.

Руководствуемся ф.1 методических указаний находим максимальное давление колеса:

$$P = 235 \cdot 1,1 \cdot 0,95 \cdot 1 \cdot 0,85 = 208,74 \text{ кН.}$$

Выполняем правило Винклера (см п.1). Определим расстояние x от равнодействующей системы сил $3P$ и до ближайшего колеса крана (см. рис. 6).

$$x = \frac{P(A_K - (B_K - A_K))}{3P} = \frac{208,74 \cdot (5,1 - (6,3 - 5,1))}{3 \cdot 208,74} = 0,4 \text{ м.}$$

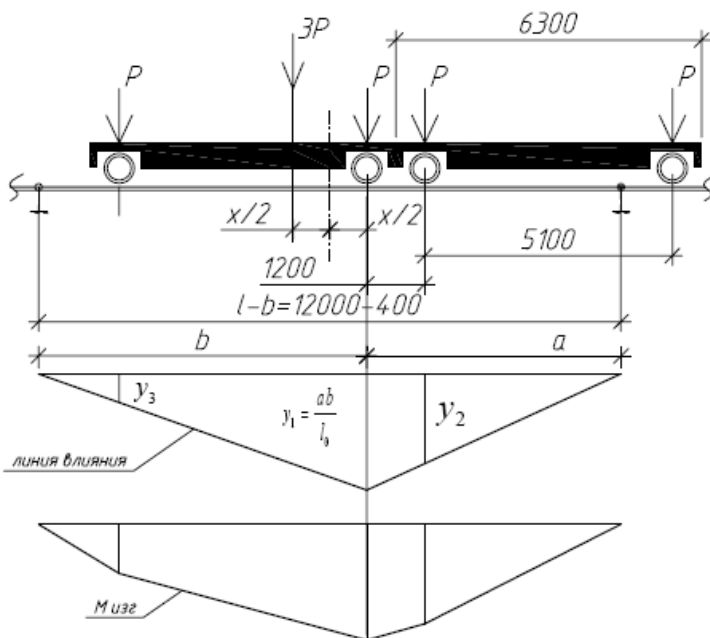


Рис. 6. Определение максимального изгибающего момента.

Далее по линии влияния последовательно строим эпюру моментов. Наибольший изгибающий момент от вертикальных крановых нагрузок в сечении балки под колесом, ближайшим к середине пролета

балки. Из уравнения равновесия получаем: $M_p=1224$ кН·м, расчетный момент с учетом собственного веса равен

$$M = M_p - q \left(\frac{l_0^2}{8} - \frac{x^2}{8} \right) = 1224 + 158,22 = 1382,2 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

где: расчетный погонный собственный вес подкрановой балки:

$$q = m \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n / l_0 = 103 \cdot 1,1 \cdot 0,95 / (12 - 0,4) = 8,75 \text{ кН/м}.$$

где: l_0 - расчетный пролет балки, m – масса балки.

3) Определение площади сечения растянутой арматуры (блок-схема №4 МУ №1).

Рабочая высота сечения

$h_o = h - a = 1200 - 40 = 1160$ мм. Расчет ведем согласно п.3.19[2] в предположении, что сжатой ненапрягаемой арматуры не требуется.

Проверяем условие (3.23) [2]:

$R_b b' h' h'_f (h_o - 0,5 h'_j) = 17 \cdot 650 \cdot 160 (1160 - 0,5 \cdot 160) = 1910 \text{ кН} \cdot \text{м} > M = 1382,2 \text{ кН} \cdot \text{м}$, т.е. граница сжатой зоны проходит в полке, и расчет производим как для прямоугольного сечения шириной $b = b'_f = 650$ мм согласно п.3.14 [2]

Определим значение α_m по формуле (3.9) [2]:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_o^2} = \frac{1382,2 \cdot 10^6}{17 \cdot 650 \cdot 1160^2} = 0,093$$

По табл. 3.1 [2] при классе арматуры А800 и $\sigma_{sp}/R_s = 0,6$ находим $\xi_R = 0,41$. Тогда $a_R = \xi_R (1 - \xi_R/2) = 0,41 (1 - 0,41/2) = 0,326 > a_m = 0,09$, т.е. сжатой арматуры действительно не требуется, и площадь сечения арматуры вычисляем по формуле (3.10) [3].

Для этого определяем $\xi = 1 - \sqrt{1 - 2a_m} = 0,0977$ и коэффициент γ_{s3} согласно п.3.9. [2] Так как $\xi/\xi_R = 0,041/0,41 < 0,6$ принимаем $\gamma_{s3} = 1,1$.

Тогда при $A_s = 0$

$$A_{sp} = \frac{\xi R_b b h_0}{\gamma_{s3} R_s} = \frac{0,0977 \cdot 17 \cdot 650 \cdot 1160}{1,1 \cdot 695} = 1639,42 \text{ мм}^2$$

Принимаем $6\text{Ø}20$ ($A_{sp} = 1885 \text{ мм}^2$). Расположение арматуры на рис.7.

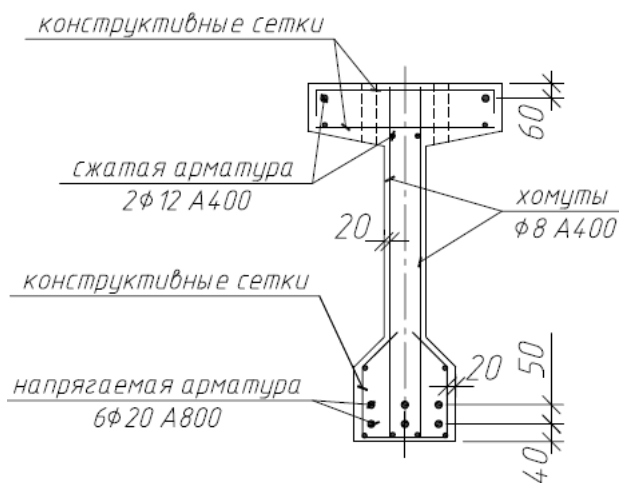


Рис 7. Конструирование балки

4) Расчет по наклонным сечениям (блок-схема №1 МУ №3).

Требуется определить диаметр и шаг хомутов, а также выяснить на каком расстоянии и как может быть увеличен их шаг. При расчете по наклонным сечениям балки таврового или двутаврового сечения свесы полок не учитывается, поэтому рассматривается прямоугольное сечение $b \times h = 140 \times 1200$ мм.

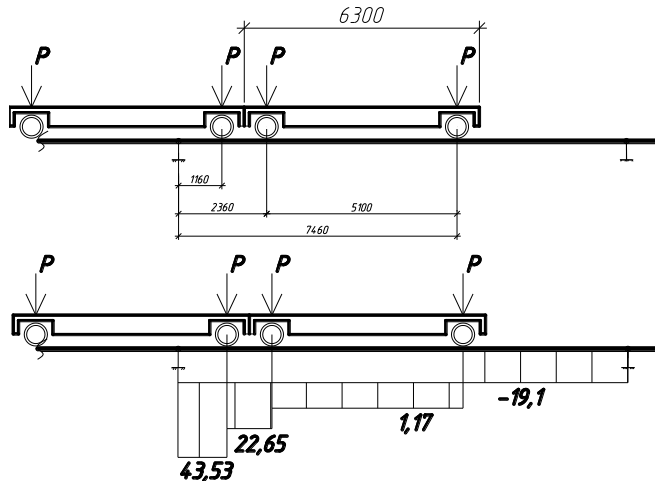


Рис.8. К расчету по наклонным сечениям (размерности t и $мм$).

Расчет.

Согласно рис.6, имеем: $b = 140$ мм, $h = 1200$ мм, $h_o = 1160$ мм. По формуле (3.53а [2]) определим коэффициент φ_n принимая $A_1 = b \cdot h = 140 \cdot 1200 = 168000 \text{ мм}^2$ и приближенно

$$P = 0,7 A_{sp} \sigma_{sp} \gamma_{sp} = 0,7 \cdot 1880 \cdot (0,9 \cdot 800) \cdot 0,9 = 947520.$$

$$\frac{P}{R_b A_1} = \frac{947520}{17 \cdot 168000} = 0,3317;$$

$$\varphi_n = 1 + 1,6 \cdot \frac{P}{R_b A_1} - 1,16 \left(\frac{P}{R_b A_1} \right)^2 = 1 + 1,6 \cdot 0,3317 - 1,16 \cdot (0,3317)^2 = 1,4.$$

Определим требуемую интенсивность хомутов согласно п.3.34,а [2], принимая длину проекции наклонного сечения c , равной расстоянию от опоры до первого груза – $c_1 = 1,16$ м. Тогда $a_1 = c_1/h_o = 1,12/1,12 = 1 < 2,0$, и следовательно, $a_{01} = a_1 = 1$.

$$\varepsilon_{\varphi 1} = \frac{1,5}{a_i} + 0,1875 a_{i0} = 1,6875.$$

Поперечная сила на расстоянии c_1 от опоры равна $Q_1 = 435,3$ кН (см. рис. 8).

$$\text{Поскольку } \varepsilon_1 = \frac{Q_1}{\varphi_n R_{bt} b h_0} = \frac{435,3}{1,4 \cdot 1,15 \cdot 1000 \cdot 0,14 \cdot 1,16} = 1,662 < \varepsilon_{sp1},$$

значение $q_{sw(1)}$ определяем по формуле (3.58) [3].

$$q_{sw2} = 0,25 \varphi_n R_{bt} b \frac{\varepsilon_{spi}}{\varepsilon_i} = 0,25 \cdot 1,4 \cdot 1150 \cdot 0,14 \cdot \frac{1,68}{1,66} = 57,1 \text{ кН} / \text{м}.$$

Определим значение $q_{sw(2)}$ при значении c , равном расстоянию от опоры до второго груза $-c_2 = 2,36$ м.

$$a_2 = c_2 / h_0 = 2,36 / 1,16 = 2,03 > 2,0, \text{ следовательно, } a_{02} = 2,0.$$

$$\varepsilon_{sp1} = \frac{1,5}{2,03} + 0,1875 \cdot 2 = 1,11$$

Соответствующая поперечная сила равна $Q_2 = 226,5$ кН.

$$\text{Поскольку } \varepsilon_1 = \frac{Q_2}{\varphi_n R_{bt} b h_0} = \frac{226,5}{1,4 \cdot 1,15 \cdot 1000 \cdot 0,14 \cdot 1,16} = 0,87 < \varepsilon_{sp1},$$

$$q_{sw2} = 0,25 \varphi_n R_{bt} b \frac{\varepsilon_{spi}}{\varepsilon_i} = 0,25 \cdot 1,4 \cdot 1150 \cdot 0,14 \cdot \frac{1,11}{0,87} = 71,9 \text{ кН} / \text{м}.$$

Принимаем максимальное значение $q_{sw} = q_{sw(2)} = 71,9$ кН/м.

Согласно п.5.12 [2] шаг s_{w1} у опоры должен быть не более $0,5h_0 = 580$ мм и не более 300 мм, а в пролете - не более $3/4h = 800$ мм.

Принимаем шаг у опоры $s_{w1} = 300$ мм, а в пролете $s_{w2} = 2s_{w1} = 600$ мм.

Отсюда

$$A_{sw1} = \frac{q_{sw} \cdot s_w}{R_{sw}} = \frac{71,9 \cdot 0,3}{285000} \cdot 10^6 = 75,68 \text{ мм}^2$$

Принимаем хомуты диаметром 8 мм ($A_{sw} = 101 \text{ мм}^2$).

Тогда

$$q_{sw1} = \frac{A_{sw1} R_{sw}}{s_w} = \frac{101 \cdot 10^{-6} \cdot 285000}{0,3} \approx 96 \text{ кН} / \text{м}.$$

Длину участка с шагом хомутов s_{w1} определяем из условия обеспечения прочности согласно п.3.35 [2]. При этом $q_{sw2} = 0,5q_{sw1} = 48$ кН/м; $q_{sw1} - q_{sw2} = q_{sw2} = 48$ кН/м.

Зададим длину участка с шагом хомутов s_{w1} равной расстоянию от опоры до второго груза $l_1 = 2,36$ м и проверим условие п. 3.50 [2] при значении c , равном расстоянию от опоры до третьего груза: $c = 7,46$ м $> l_1$.

Поскольку $2h_o + l_1 = 2 \cdot 1,16 + 2,36 = 4,68$ м $< c = 7,46$ м, значение Q_{sw} определяем по формуле (3.64 [2]), принимая $c_o = 2h_o = 2,32$ м,

$$Q_{sw} = 1,5 q_{sw2} h_o = 1,5 \cdot 48 \cdot 1,16 = 83,52.$$

При $c = 7,46$ м $> 3h_o = 3 \cdot 1,16 = 3,48$ м значение Q_b соответствует его минимальному значению:

$Q_b = Q_{b,min} = 0,5 \varphi_n R_{bt} \cdot b \cdot h_o = 0,5 \cdot 1,4 \cdot 1150 \cdot 0,14 \cdot 1,16 = 130,73$ кН. Соответствующая поперечная сила равна $Q_3 = 191$ кН (см. рис. 8а).

$Q_b + Q_{sw} = 83,52 + 130,73 = 214,2$ кН $> Q_3 = 191$ кН, т.е. прочность наклонного сечения обеспечена.

Таким образом, длину приопорных участков с шагом хомутов 300 мм принимаем $l = 2,4$ м при шаге хомутов 600 мм в пролетном участке.

5) Конструирование подкрановой балки

Подкрановая балка армируется сварными каркасами объединяющие арматурные стержни, принятые по расчету, а также конструктивными сетками, относящиеся к особенностям предварительно напряженных конструкций (см. Приложение 1).

6) Расчет на выносливость сжатого бетона (блок-схема №1).

При расчете на выносливость рассматривается нагрузка только от одного крана (рис.10). Расчет на выносливость подкрановой балки ве-

дем на основании [3]. Давление от одного колеса при расчете на выносливость (ф.5):

$$P_d = 0,5 \cdot 0,95 \cdot 235 = 111,63 \text{ кН.}$$

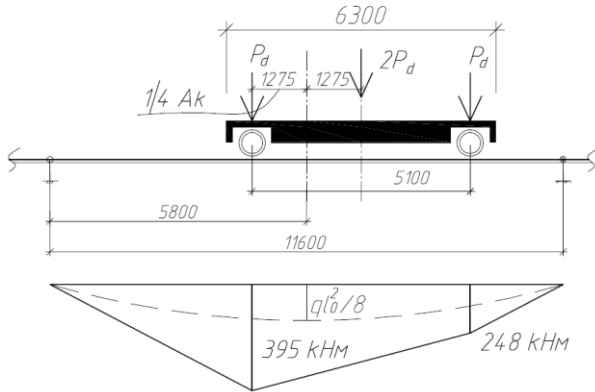


Рис. 10. К расчету нормальных сечений на выносливость.

Нормативный изгибающий момент от собственного веса балки:

$$q = m \cdot \gamma_n / l_0 = 103 \cdot 0,95 / (12 - 0,4) = 7,95 \text{ кН/м.}$$

Максимальный нормативный изгибающий момент с учетом собственного веса:

$$M_{\max} = M_d + q \left(\frac{l_0^2}{8} - \frac{A_k^2}{8} \right) = 395 + 7,95 \left(\frac{11,6^2}{8} - \frac{5,1^2}{8} \right) \approx 503 \text{ кНм}$$

3) Коэффициент приведения $\alpha = E_s / E_b = 200000 / 32500 = 6,154$.

4), 5) Площадь приведенная $A_{\text{red}} = A_b + \alpha \cdot A_s = 3140,369 \text{ см}^2$.

6) Статический момент приведенного сечения относительно растянутой грани

$$S_{\text{red}} = 0,14 \cdot 1,2 \cdot 0,6 + (0,65 - 0,14) \cdot 0,16 \cdot \left(1,2 - \frac{0,16}{2} \right) + (0,34 - 0,14) \cdot 0,25 \cdot \frac{0,25}{2} + 6,154 \cdot 0,001885 \cdot 0,07 + 6,154 \cdot 0,000226 \cdot (1,2 - 0,06) = 200839,53 \text{ см}^3$$

7) Центр приведенного сечения $y_t = \frac{200839,53}{3140,369} \approx 64 \text{ см}$.

8)-9b) Момент инерции приведенного сечения $I_{red} = 5731980,74 \text{ см}^4$.

10) $e_{op} = y_{sp} = y_t - a_p = 0,64 - 0,04 = 0,6 \text{ м}$.

11) Максимальные сжимающие напряжения

$$\begin{aligned} \sigma_{b,max} &= \frac{P}{A_{red}} - \frac{Pe_{0p}(h-y_t)}{I_{red}} + \frac{M_{max}(h-y_t)}{I_{red}} = \\ &= \frac{947,5}{0,314} - \frac{947,5 \cdot 0,6 \cdot (1,2 - 0,64)}{0,0573} + \frac{503(1,2 - 0,64)}{0,0573} = 2444,43 \text{ кН/м}^2 = 2,44 \text{ МПа} < R_b. \end{aligned}$$

12) Минимальные сжимающие напряжения

$$\begin{aligned} \sigma_{b,min} &= \frac{P}{A_{red}} - \frac{Pe_{0p}(h-y_t)}{I_{red}} + \frac{M_{min}(h-y_t)}{I_{red}} = \\ &= \frac{947,5}{0,314} - \frac{947,5 \cdot 0,6 \cdot (1,2 - 0,64)}{0,0573} + \frac{107,8(1,2 - 0,64)}{0,0573} = -50818 \text{ кН/м}^2 = -5,08 \text{ МПа} < R_{br}. \end{aligned}$$

знак «минус», значит, верхняя полка растянута, но трещины образуются.

14. Коэффициент асимметрии цикла

$$\rho_b = \sigma_{b,min} / \sigma_{b,max} = -5,08 / 2,44 = -2,08.$$

15. Согласно п. 3. $\gamma_b = 0,7 - 0,06 |\rho_b| = 0,7 - 0,06 \cdot 2,08 = 0,57$.

16. Условие прочности $\sigma_{b,max} \leq \gamma_b R_b = 0,57 \cdot 17 = 9,69 \text{ МПа}$.

Прочность обеспечена.

7) Проверка прочности растянутой арматуры (блок-схема №2)

Определяем наибольшие и наименьшие напряжения $\sigma_{s,max}$ и $\sigma_{s,min}$ на уровне растянутой арматуры:

$$\begin{aligned} 1) \sigma_{s,max} &= \alpha \left(\frac{M_{max}(y_t - a_p)}{I_{red}} - \frac{P}{A_{red}} - \frac{Pe_{0p}(y_t - a_p)}{I_{red}} \right) + \sigma_{sp} = \\ &= 6,145 \left(\frac{503(0,64 - 0,04)}{0,0573} - \frac{947,5}{0,314} - \frac{947,5 \cdot 0,6 \cdot (0,64 - 0,04)}{0,0573} \right) + 0,9 \cdot 720 = 502 \text{ МПа} \end{aligned}$$

2)

$$\sigma_{s,min} = \alpha \left(\frac{M_{min}(y_t - a_p)}{I_{red}} - \frac{P}{A_{red}} - \frac{Pe_{0p}(y_t - a_p)}{I_{red}} \right) + \sigma_{sp} =$$

$$= 6.145 \left(\frac{107,8(0,64 - 0,04)}{0,0573} - \frac{947,5}{0,314} - \frac{947,5 \cdot 0,6 \cdot (0,64 - 0,04)}{0,0573} \right) + 0,9 \cdot (0,7 \cdot 720) = 408,65 \text{ МПа}$$

Определяем коэффициент асимметрии цикла

$$3) \rho_s = \sigma_{s,min} / \sigma_{s,max} = 408,65 / 502 = 0,814.$$

По таблице 3 определяем $\gamma_{s3} = 0,915$. Так как растянутая арматура предварительно напрягаемая, то коэффициент γ_{s4} не учитываем.

Проверяем условие прочности

$$4) \sigma_{s,max} = 502 < 0,915 \cdot 695 = 635 \text{ МПа.}$$

условие удовлетворяется. Прочность продольной арматуры обеспечена.

8) Проверка прочности поперечной арматуры (блок-схема №2)

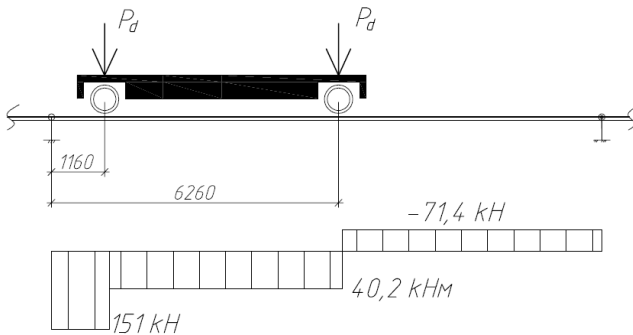


Рис. 11. К расчету наклонных сечений на выносливость

Выносливость наклонных сечений проверяем на уровне центра тяжести приведенного сечения. Определяем статический момент верхней части S_{red} сечения относительно этого уровня, принимая

$$S_{red} = 650 \cdot 160(560 - 160/2) + 140(560 - 160)^2 \cdot 0,5 + 6,145 \cdot 226(560 - 40) = \\ = 61,84 \cdot 10^6 \text{ мм}^3 = 0,06184 \text{ м}^3.$$

Наибольшие и наименьшие касательные напряжения определяем по формуле:

$$\tau_{xy,max} = \frac{Q_{max} S_{red}}{I_{red} b} = \frac{151 \cdot 0,06184}{0,0573 \cdot 0,14} = 1166,7 \text{ кН/м}^2 = 1,17 \text{ МПа};$$

$$\tau_{xy,min} = \frac{Q_{min} S_{red}}{I_{red} b} = \frac{52,5 \cdot 0,06184}{0,0573 \cdot 0,14} = 404,6 \text{ кН/м}^2 = 0,404 \text{ МПа}.$$

Нормальные напряжения на уровне центра тяжести сечения не зависят от внешней нагрузки и равны:

$$\sigma_{x,max} = \sigma_{x,min} = \frac{P}{A_{red}} = \frac{947,5}{0,314} = 3017,52 \text{ кН/м}^2 = 3,02 \text{ МПа}.$$

Определяем по формуле (11) наибольшие и наименьшие главные растягивающие напряжения:

$$\sigma_{mt,max} = -\frac{\sigma_{x,max}}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_{x,max}}{2}\right)^2 + \tau_{xy,max}^2} = -\frac{3,02}{2} + \sqrt{\left(\frac{3,02}{2}\right)^2 + 1,17^2} = 0,4 \text{ МПа}$$

$$\sigma_{mt,min} = -\frac{\sigma_{x,min}}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_{x,min}}{2}\right)^2 + \tau_{xy,min}^2} = -\frac{3,02}{2} + \sqrt{\left(\frac{3,02}{2}\right)^2 + 0,404^2} = 0,064 \text{ МПа}.$$

Коэффициент асимметрии цикла для поперечной арматуры равен:

$$\rho_s = \frac{\sigma_{mt,min}}{\sigma_{mt,max}} = \frac{0,064}{0,4} = 0,16.$$

По таблице 3 для арматуры класса А400 определяем $\gamma_{s3} = 0,46$. Так как поперечная арматура приваривается к продольной точечной сваркой (поз. 1 обязательного прил. 3 СНиП 2.03.01-84), по табл. 4 при $\rho_s = 0,05$, классе арматуры А-III и 2-й группе сварных соединений находим $\gamma_{s4} = 0,65$. Отсюда

$$R_s = 0,46 \cdot 0,65 \cdot 355 = 106,1 \text{ МПа.}$$

Проверяем условие (9), принимая $A_{sw} = 101 \text{ мм}^2$ (2 Ø 8) и $A_{s,inc} = 0$:

$$\sigma_{m\text{ult}} = \frac{106,14 \cdot 101}{140 \cdot 300} = 0,255 \text{ МПа} < \sigma_{m,max} = 0,4 \text{ МПа,}$$

т.е. выносливость наклонных сечений не обеспечена. Необходимо увеличить площадь поперечной арматуры, либо уменьшить шаг s .

Проверяем условие (9), принимая $A_{sw} = 226 \text{ мм}^2$ (2 Ø 12) и $A_{s,inc} = 0$:

$$\sigma_{m\text{ult}} = \frac{106,14 \cdot 226}{140 \cdot 300} = 0,57 \text{ МПа} > \sigma_{m,max} = 0,4 \text{ МПа,}$$

Прочность обеспечена.

9) Расчет по деформациям

Расчет по деформациям изгибаемого элемента, работающего без трещин в растянутом бетоне следует выполнять согласно алгоритма блок-схемы 3. Нормативная нагрузка от колеса крана принимается без снижения, т.е коэффициент k формуле (5) не учитывается:

$$P_n = 0,95 \cdot 235 = 223,25 \text{ кН.}$$

1. Максимальный нормативный момент от кратковременных, согласно рис.10 $M_{sh} = 790 \text{ кН}\cdot\text{м}$
2. $E_{b1} = 0,85 E_b = 0,85 \cdot 32500 = 27625 \text{ МПа.}$
3. $E_{b1}^r = \frac{E_b}{1 + \varphi_{b,cr}} = \frac{32500}{1 + 2,3} = 9848,48 \text{ МПа}$ · $\varphi_{b,cr}$ - по таблице. 2.6[3] при влажности 50%.
4. $\alpha = \frac{E_s}{E_{b1}} = \frac{200000}{27625} = 7,239.$

$$5. \quad \alpha^\tau = \frac{E_s}{E_{b1}^\tau} = \frac{200000}{9848,48} = 20,3.$$

$$6. \quad I_{red} = I_b + \alpha I_s + \alpha I'_s + \alpha I_{sp} + \alpha I'_{sp} = 0,053 + 7,239 \cdot 0,000229 \cdot (0,64 - 0,12) + 7,239 \cdot 0,001880 \cdot (0,64 - 0,04) + 7,239 \cdot 0,000229 \cdot (1,2 - 0,64 - 0,04) = 0,0628 \text{ м}^4.$$

$$7. \quad I_{red}^\tau = I_b + \alpha^\tau I_s + \alpha^\tau I'_s + \alpha^\tau I_{sp} + \alpha^\tau I'_{sp} = 0,053 + 20,3 \cdot 0,000229 \cdot (0,64 - 0,12) + 20,3 \cdot 0,000229 \cdot (1,2 - 0,64 - 0,04) = 0,0807 \text{ м}^4.$$

$$8. \quad \left(\frac{1}{r}\right)_1 = \frac{M_{sh}}{E_{b1} I_{red}} = \frac{790}{27625000 \cdot 0,0628} = 0,00045536 \frac{1}{\text{м}}.$$

$$9. \quad \left(\frac{1}{r}\right)_2 = \frac{M_l}{E_{b1}^\tau I_{red}^\tau} = \frac{108}{9848480 \cdot 0,0807} = 0,000135888 \frac{1}{\text{м}}.$$

$$10. \quad \left(\frac{1}{r}\right)_3 = \frac{Pe_{0p}}{E_{b1} I_{red}} = \frac{947,5 \cdot 0,6}{27625000 \cdot 0,0628} = 0,00032769 \frac{1}{\text{м}}.$$

$$11. \quad \frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r}\right)_1 + \left(\frac{1}{r}\right)_2 - \left(\frac{1}{r}\right)_3 = 91,9 \cdot 10^{-5} \frac{1}{\text{м}}.$$

$$12. \quad f = Sl^2 \frac{1}{r} = \frac{5}{48} \cdot 11,6^2 \cdot 91,9 \cdot 10^{-5} = 12,9 \text{ мм}.$$

$$13. \quad f = 12,9 \text{ мм} < \left[\frac{l}{400}\right] = 29 \text{ мм}. \text{ Прогиб допустимый.}$$

Список литературы

1. **СП 52-102-2004.** Предварительно напряженные железобетонные конструкции. ГУН «НИИЖБ» Госстроя России.
2. **Пособие** по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона (к СП 52-102-2004). ЦНИИПРОМЗДАНИЙ, ГУН «НИИЖБ» Госстроя России.
3. **Пособие** по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов (к СНиП 2.03.01-84). Часть I. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1988. – 192 с.
4. **СНиП 2.01.07-85*.** Нагрузки и воздействия/ Госстрой России.- М.: ФГУП ЦПП, 2005. – 44 с.
5. **Бородачев Н.А.** Автоматизированное проектирование железобетонных и каменных конструкций. М. 1995 г.