

**Расчет пролетного строения.  
Расчет плиты  
балластного корыта.  
Расчет главной балки.**

# СМТ-311

		2	3	4	5	6	7	8	9	10	12	13	14	15	16
1	Бурумбаева Римма Муратовна	4,5	3	3,5	3,5	3,5	3,5	4	2,5	2,5	2,5				
2	Ворожбит Андрей Алексеевич	5	4	4	3,5	2,5	2,5	4	3	2,5	4,5				
3	Графов Владислав Сергеевич	3,5	2,5	3	2,5	3,5	2,5	3,5	2,5	2	3				
4	Коломейцева Александра Антоновна	4,5	4	4	4	н	3	3	2,5	2	3				
5	Коростелев Александр Сергеевич	4,5	3	4,5	2,5	н	3	4	2,5	2	н				
6	Кузьменко Анастасия Александровна	4	3	3,5	4	3,5	3,5	4,5	2,5	2	3,5				
7	Матвиенко Денис Борисович	4	3,5	3	3	3	3	4	3	2	4,5				
8	Мокрушин Данила Александрович	4,5	3,5	3,5	3	3	н	4,5	н	н	3				
9	Насанович Артем Александрович	4,5	3,5	3,5	4	3,5	3	4,5	3	2	4,5				
10	Панкратьев Игорь Вадимович	3,5	2	4	3	3	н	н	2	2	4				
11	Петухов Владислав Александрович	4,5	2	3,5	3	3	2	3	2,5	2	2,5				
12	Попова Анна Викторовна	4,5	4	4	3,5	3,5	3,5	3	3,5	2	2,5				
13	Разумов Артем Максимович -	4	2,5	5	3	3,5	4	3	4	н	2				
14	Третьяков Илья Алексеевич	4	2	3,5	4	3	2	3	н	2	2,5				
15	Хмиловский Даниил Иванович	4	3	4	н	3,5	3	3,5	2,5	2	4				
16	Чабан Данил Кириллович	4	3	3,5	н	н	н	4	н	н	н				
17	Чернышев Данил Евгеньевич	4	2,5	3	3	3	2	3	2,5	2	3				
18	Чусовитина Юлия Ильинична	4	4	3,5	4	3	3,5	3	3	2	3,5				
19	Шадрин Иван Александрович	5	3	4	4,5	3,5	2	4	2,5	1,5	2,5				
20	Шипина Ксения Максимовна	4,5	3,5	4,5	3	3	3	3	3	2	2,5				
21	Беленков Н.А.	4	4,5	3,5	4,5	3,5	3	4,5	2,5	2	3				
22	Заречнев В.А.	4,5	4,5	4	2,5	4	4	н	4	2	3,5				
23	Шахварастов С.С	4	4,5	4	4	2,5	3	4,5	2	2	3				

# СМТ-312

№	ФИО	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
1	Абдрахманова Людмила Аркадьевна	4	3	4	4	4	3	5	4	4	2,5	5					
2	Беломытцев Владимир Аркадьевич	н	3,5	н	4	3	4	3	4	4	3	4					
3	Беляева Маргарита Владимировна	4	3	4	4	3,5	3	3	3,5	3,5	2,5	3					
4	Волкова Елизавета Андреевна	4	3	4	4	3,5	4	4	4	4	2	3					
5	Вязовская Мария Андреевна	4,5	3	3	4	4	3,5	4,5	4	4,5	2,5	3,5					
6	Галимова Анастасия Сергеевна	4	3,5	3	4	3,5	3	4	4	4	2,5	4					
7	Голущенко Роман Владимирович	н	н	н	н	н	н	н	н	н	н	н					
8	Елонов Степан Витальевич	4	н	н	4	3,5	3	н	н	2,5	2,5	4					
9	Конев Даниил Валерьевич -	4	3	4	3	4	3,5	5	4	4	н	4,5					
10	Краева Виктория Андреевна	4,5	3	3,5	4	3,5	3	4	4	3,5	2,5	3					
11	Ожогин Максим Константинович	4	4	3	3	н	3	3	4	3	2	4,5					
12	Ситников Данила Андреевич	2,5	н	2,5	2	2,5	н	3	2	2	н	н					
13	Тазиева Валерия Рустамовна	4	4	4	4	3,5	3	4,5	4	4	2,5	4,5					
14	Татаринов Александр Алексеевич	4	4	н	н	3	н	н	3	н	3	н					
15	Уралева Екатерина Сергеевна	4	3	4	4	4	3	4,5	4	4,5	3	н					
16	Филипенко Софья Алексеевна	4,5	3	4	4	3,5	3,5	3,5	4	н	2,5	4					
17	Шерстюков Артем Алексеевич	н	н	н	н	н	н	н	н	н	н	н					
18	Шилимов Виктор Владимирович	4	4	4	3	3,5	н	4,5	4	4	3	4					
19	Щербинин Александр Сергеевич	4	2	н	н	н	н	н	н	2,5	н	3,5					

# СМТ-313

		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
1	Алкаев Никита	4	3,5	3	2	3	3	4	3,5	4	2	н			
2	Антонов Максим	2	2	3	3	2,5	2,5	2	2	н	2	н			
3	Ахмудинова Елизавета	4	3	3	3	4	3	4	2	2	н	н			
4	Бекк Олег	4,5	3	3	3	3,5	3	2,5	3,5	3	2	2,5			
5	Белобородова Ульяна	4	3	3	3,5	4	3,5	4	4	3,5	2	н			
6	Бурмакин Егор	4	3	3,5	3	3	3,5	3	4	4	2	4,5			
7	Бутаков Кирилл	4	3,5	3	3	4	3,5	3	3	3,5	2	4			
8	Гладких Виктория	4	4	3	2,5	3,5	3,5	2,5	3	3	2	н			
9	Джваршеишвили Дарина	4	5	4	4	4	3,5	4,5	3	4	2	4			
10	Дяденко Александр	н	н	н	н	н	н	н	н	3,5	н	н			
11	Кондратенко Дмитрий	н	н	3,5	н	н	н	н	н	н	н	н			
12	Копачев Артем	4	4,5	3	3	3	3	н	н	н	н	н			
13	Коровин Александр	4	5	4	4	4	4	4,5	4	3,5	2	н			
14	Луц Никита	4,5	4	4	3	4	3	3,5	3,5	3	2	2,5			
15	Макаров Роман	4,5	5	4	4	4	4,5	4,5	4	4	2	4,5			
16	Медведев Никита	4	4	4	3	4,5	4	4,5	4	4	2	4,5			
17	Михайлевич Юлия	4	3,5	н	2	н	3,5	4	4	4	2	2,5			
18	Омегов Дмитрий	н	н	н	н	н	н	н	н	н	н	н			
19	Пискунов Игорь	4	4,5	4	2,5	4	3	н	н	н	н	н			
20	Попова Диана	4	4	3	2,5	4	3,5	3,5	3	3	2	2,5			
21	Сабулевский Сергей	4	4	3	3	3,5	2	3	3	4	2	2,5			
22	Савелова Анна	4	3	3,5	3,5	4	3	2	2,5	2	2	2,5			
23	Сеидов Аскар	4	3	4	3,5	4	3,5	4	3,5	2	н	н			
24	Сербегешев Илья	4,5	5	4	3	4	3,5	3	3	4	2	2,5			
25	Хрисонов Сергей	3	3	2,5	3	4	3	2,5	3	4	2	2,5			

1. Какой вид может иметь разрушение балки от действия поперечной силы? От чего он зависит?
2. От каких факторов зависит величина предельной поперечной силы, при которой происходит раздробление бетона стенки балки?
3. Как по нормам проектирования следует определять опасное наклонное сечение?
4. Почему хомуты в стенке балок можно рассматривать как расчетную и как монтажную?
5. Что представляет собой эпюра материалов? И какие допущения принимают при построении эпюры материалов?

# Расчет плиты балластного корыта.

За расчетную схему плиты принимают две консоли (внешнюю и внутреннюю), жестко заделанные в стенке главной балки. На консоли действуют равномерно распределительные постоянные нагрузки

- от собственного веса плиты, кН/м

$$g_1 = \gamma_1 d_1$$

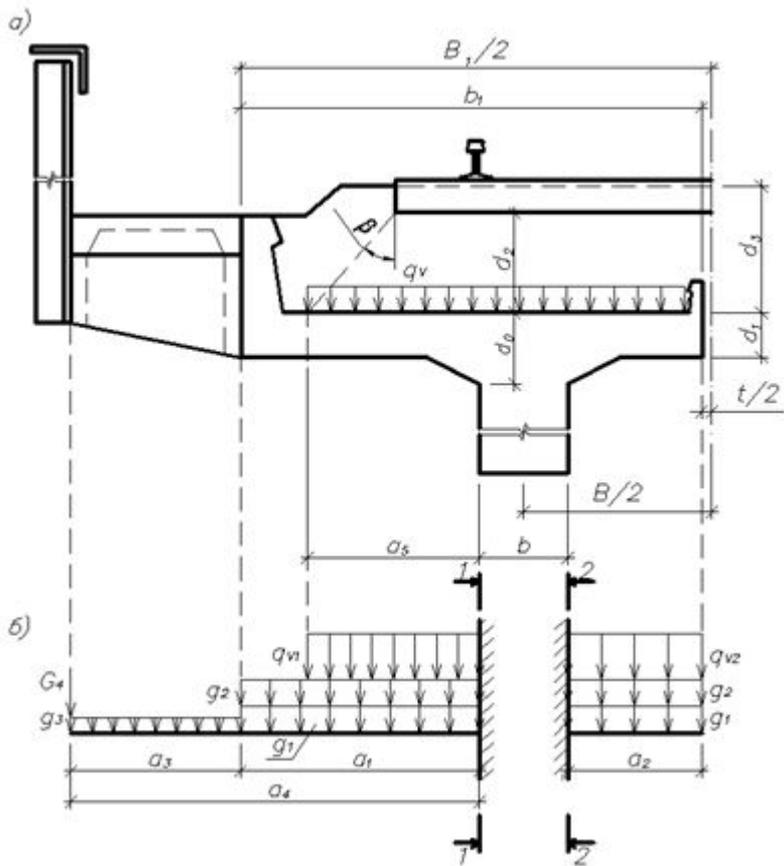
- от веса балласта с частями пути и гидроизоляцией, кН/м

$$g_2 = \gamma_2 d_3$$

- от веса тротуаров, кН/м

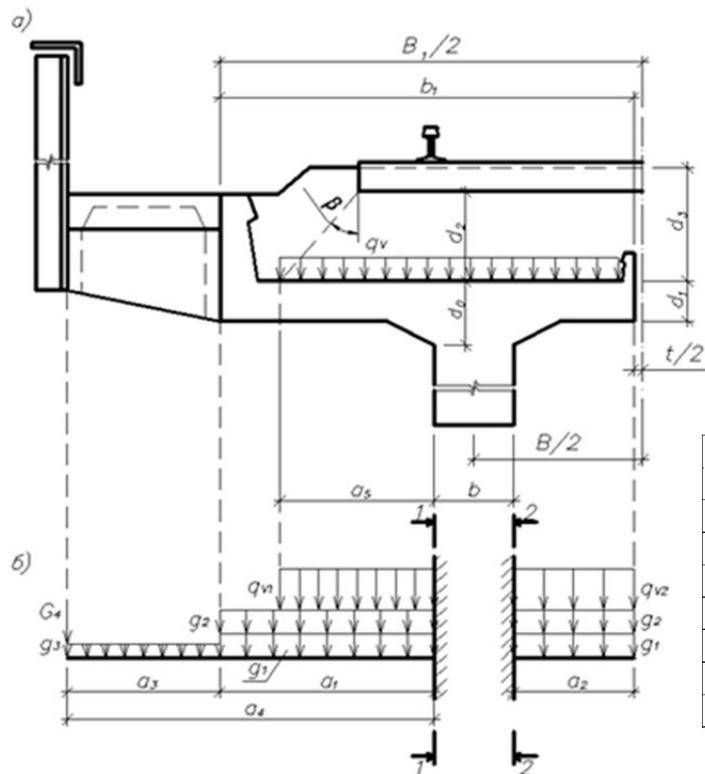
$$g_3 = 4.$$

- от веса перил  $G_4 = 0,7 \text{ кН}$



По нормам проектирования при длине шпалы 2,7 м ширину распределения нагрузки на поверхности плиты принимают равной  $(2,7+d_2)$  м или  $(2,7+2d_2)$  м в зависимости от того, что является наиболее неблагоприятным при расчете отдельных сечений плиты, но не более ширины балластной призмы.

Равномерно распределенная временная нагрузка на 1 м длины внешней консоли будет равна.



$$q_{v1} = \frac{19,62K}{2,7 + 2d_2}$$

$$q_{v2} = \frac{19,62K}{2,7 + d_2}$$

Обозначение размера	По типовому проекту серии		
	3.501.-108.1	3.501.1-146	3.501.1-175.93
$B_1$	418	490	418
$b_1$	208	242	206
$B$	180	200	180
$b$	50	50	50
$b_{II}$	130/140	120	100/110
$a_3$	57	50	37
$t$	2	6	6

## Определение внутренних усилий.

Внутренние усилия в этих сечениях в расчетах по прочности могут быть подсчитаны по формулам:

для внешней консоли

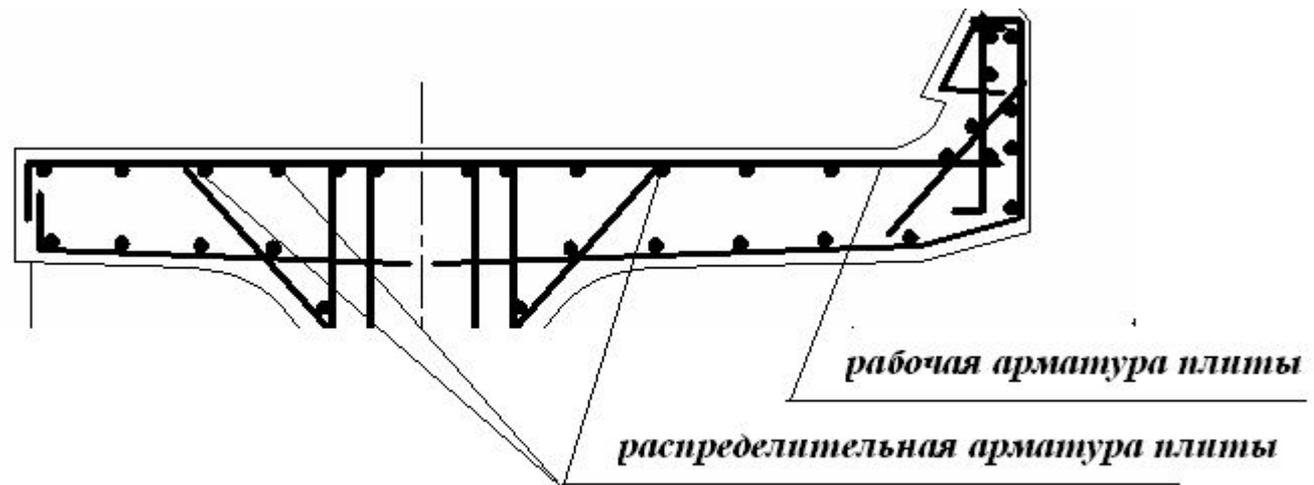
$$M_1 = -(\gamma_{fq1}g_1 + \gamma_{fq2}g_2)\frac{a_1^2}{2} + \gamma_{fq3}g_3a_3(a_1 + 0,5a_3) + \gamma_{fq4}G_4a_4 + \gamma_{fv}(1 + \mu)q_{v1}\frac{a_5^2}{2}$$

для внутренней консоли

$$M_2 = -[\gamma_{fg1}g_1 + \gamma_{fg2}g_2 + \gamma_{fv}(1 + \mu)q_{v2}]\frac{a_2^2}{2}$$

Внутренние усилия в расчетах по выносливости определяют по тем же формулам, принимая в них коэффициенты надежности равные единице, и уменьшенное значение динамического коэффициента, равное  $1 + \frac{2}{3}\mu$ . Внутренние усилия для расчетов по трещиностойкости определяют от нормативных нагрузок.

**Рабочая арматура плиты** располагается в ее верхней зоне перпендикулярно оси пролетного строения. Расстояние между стержнями этой арматуры должно быть не более 15 см (СНиП п.3.136 и СП п.7.136) и диаметр от 12 до 16 мм. Вместе с рабочей арматурой плиты и стержнями распределительной арматуры, устанавливаемой вдоль оси моста с расстояниями не более 25 см, образуют сетки. Эти сетки, как и сетки ребра, могут быть сварными или вязаными. Защитный слой рабочей арматуры плиты должен быть не менее 2 см (СНиП п. 3.119 и СП п.4.119).



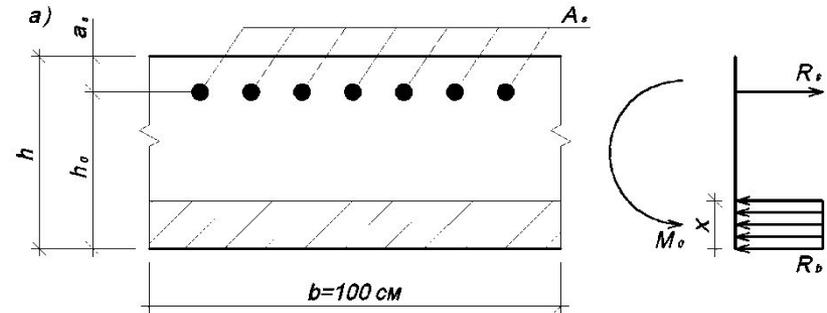
# Проверочные расчеты плиты балластного корыта.

Условие прочности по изгибающему моменту в общем виде:

$$M_0 \leq M_{пред}$$

Условие прочности на действие поперечной силы в общем виде:

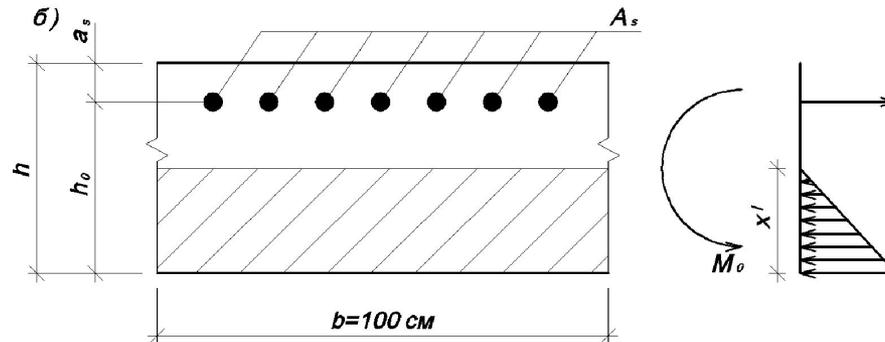
$$Q < Q_{пред}$$



Расчет на выносливость сводится к ограничению сжимающих напряжений в бетоне сжатой зоны и напряжений в растянутой арматуре соответствующими расчетными сопротивлениями:

$$\sigma_b \leq R_{bf}$$

$$\sigma_s \leq R_{sf}$$

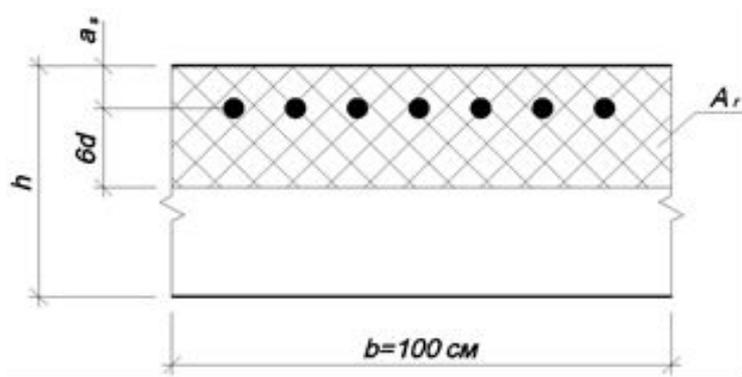


Расчет по раскрытию нормальных трещин сводится к ограничению ширины их раскрытия

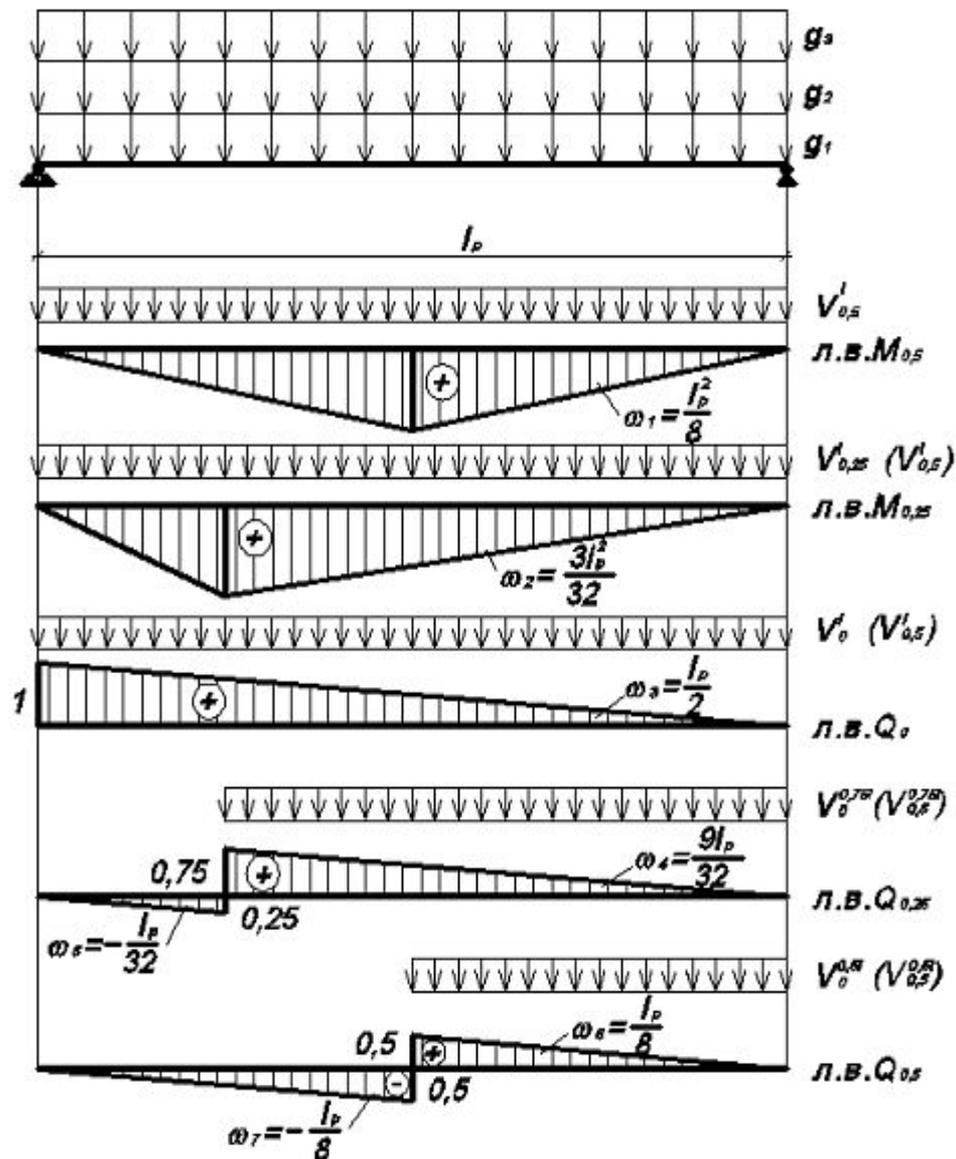
$$a_{cr} \leq \Delta_{cr}$$

Расчет по образованию продольных трещин сводится к ограничению нормальных напряжений в бетоне:

$$\sigma_b \leq R_{bmc,2}$$



# Расчет главной балки пролетного строения.



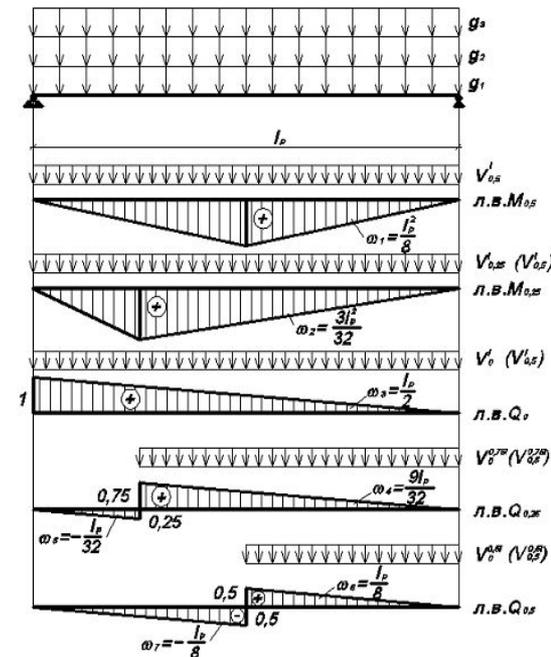
Расчетные значения внутренних усилий  
для расчетов по прочности:

$$M_{0,5} = 0,5 \left[ \sum \gamma_{fgi} g_i + \gamma_{fv} (1 + \mu) v_{0,5}^{\boxtimes} \right] \omega_1;$$

$$M_{0,25} = 0,5 \left[ \sum \gamma_{fgi} g_i + \gamma_{fv} (1 + \mu) v_{0,25}^{\boxtimes} \right] \omega_2;$$

$$Q_{0,25} = 0,5 \left[ \sum \gamma_{fgi} g_i (\omega_4 + \omega_5) + \gamma_{fv} (1 + \mu) v_0^{0,75 \boxtimes} \omega_4 \right];$$

$$Q_0 = 0,5 \left[ \sum \gamma_{fgi} g_i + \gamma_{fv} (1 + \mu) v_0^{\boxtimes} \right] \omega_3$$



Внутренние усилия для расчетов на выносливость:

$$M_{0,5} = 0,5 \left[ \sum g_i + \varepsilon \left( 1 + \frac{2}{3} \mu \right) v_{0,5}^{\boxtimes} \right] \omega_1;$$

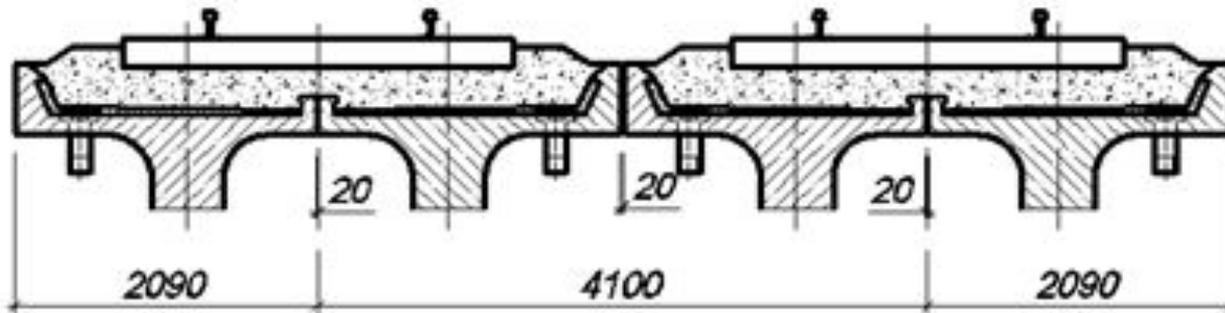
Внутренние усилия для расчетов на трещиностойкость:

При расчетах по второй группе предельных состояний необходимые значения внутренних усилий определяют для расчетов по образованию продольных трещин и по раскрытию:

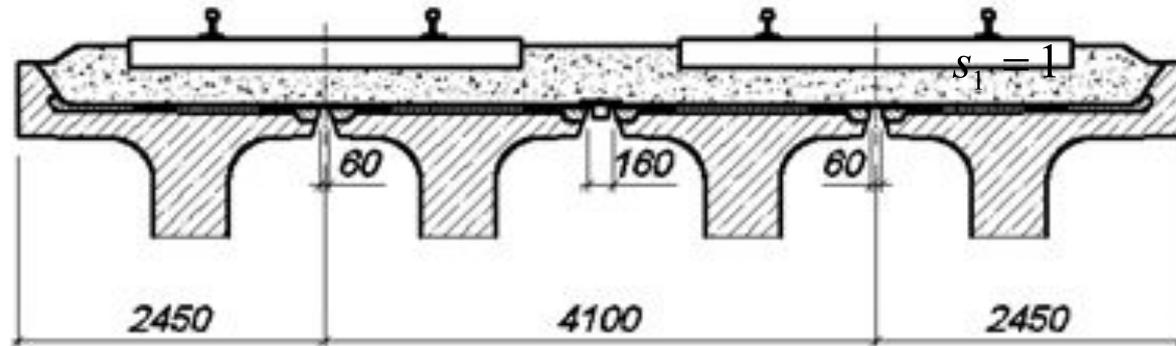
$$M_{0,5} = 0,5 \left( \sum g_i + v_{0,5}^{\boxtimes} \right) \omega_1$$

$$M_{0,5} = 0,5 \left( \sum g_i + \varepsilon v_{0,5}^{\boxtimes} \right) \omega_1$$

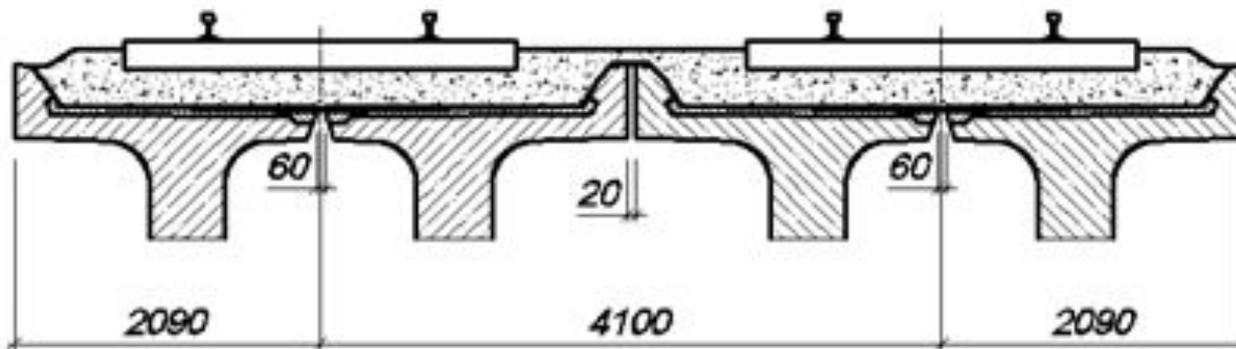
a)



б)



в)



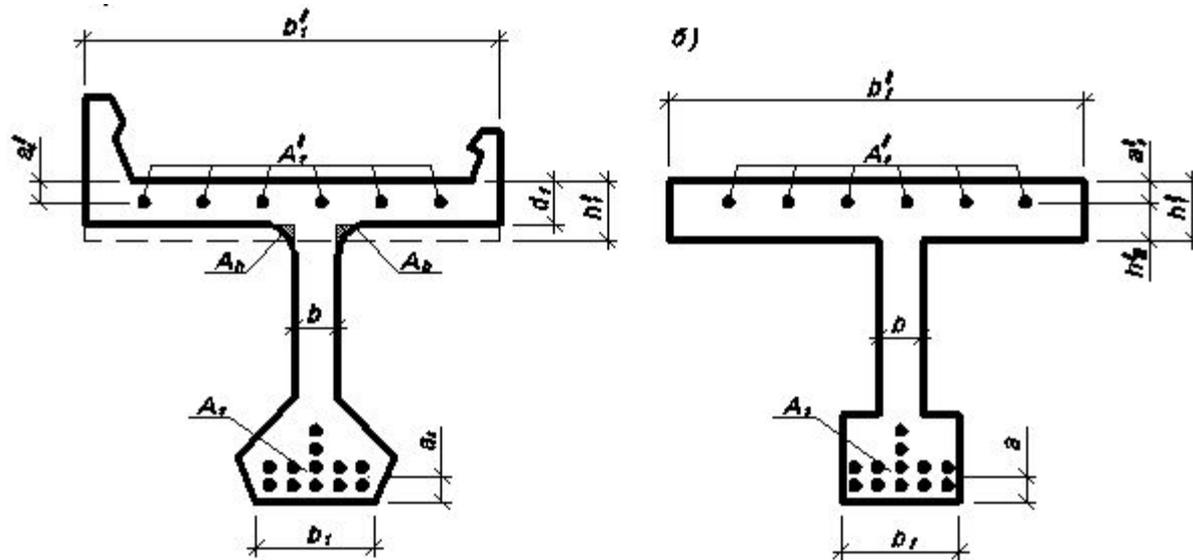
## Определение размеров приведенного сечения главной балки и подбор рабочей арматуры.

В расчетах фактическую форму поперечного сечения балки заменяют упрощенной: бортики балластного корыта исключаются из сечения, а площадь вутов равномерно распределяется по консолям плиты. Приведенная толщина плиты при этом может быть подсчитана по формуле:

$$h'_f = d_1 + 2A_h / (b'_f - b)$$

При переменной толщине плиты ее приведенную толщину можно подсчитать по формуле:

$$h'_f = d_1 + \frac{A_{кн} + A_{кв}}{b'_f - b}$$

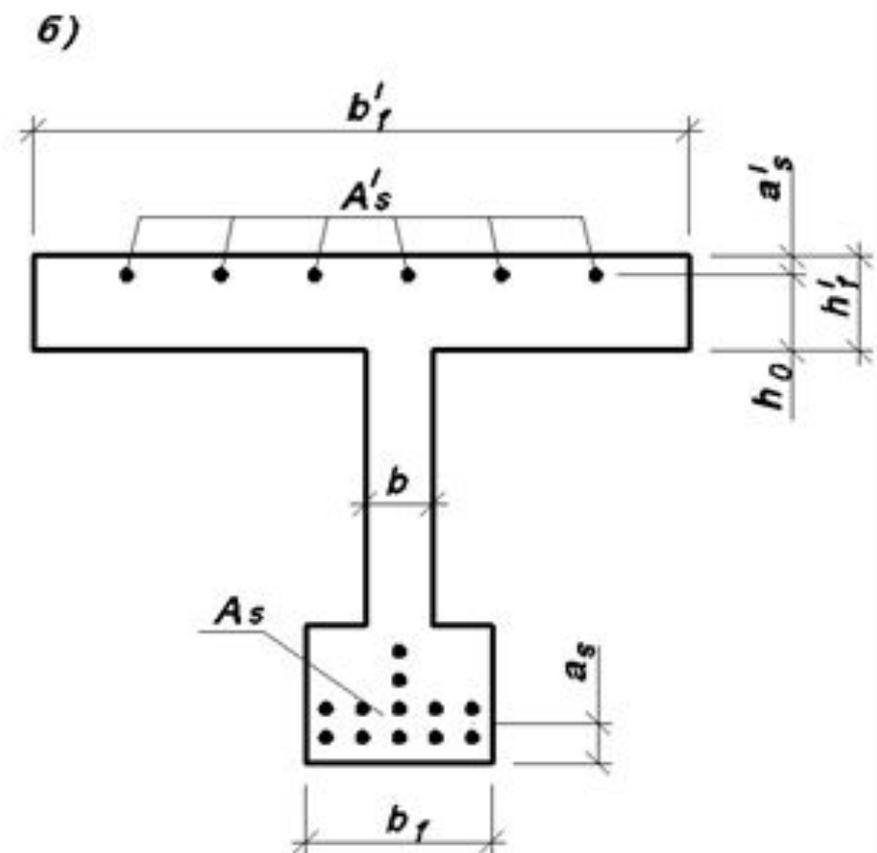
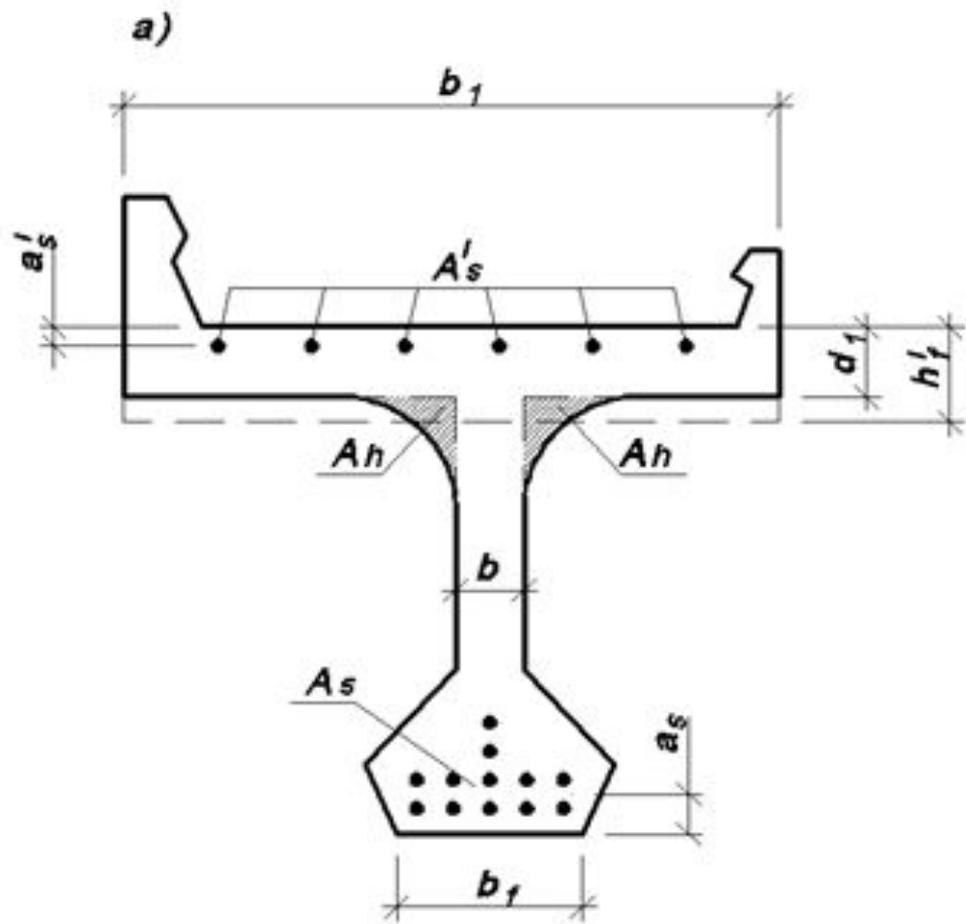


$b'_f$  – ширина плиты;  
 $b$  – ширина ребра балки.

где  $d_1$  – фактическая толщина плиты;

$A_h$  – площадь одного вута;

$A_{кн}$ ,  $A_{кв}$  – соответственно площади наружной и внутренней консоли, включая вуты.

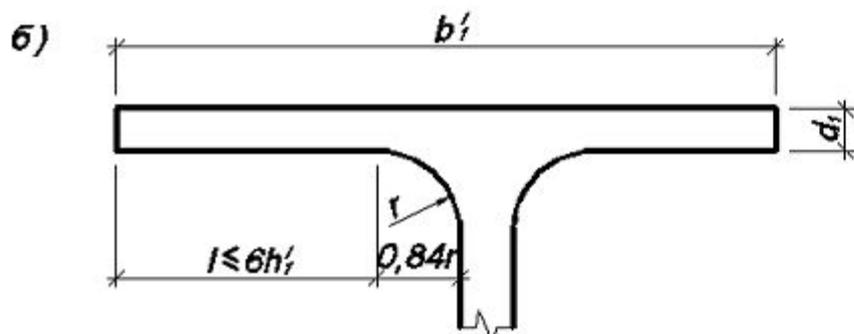
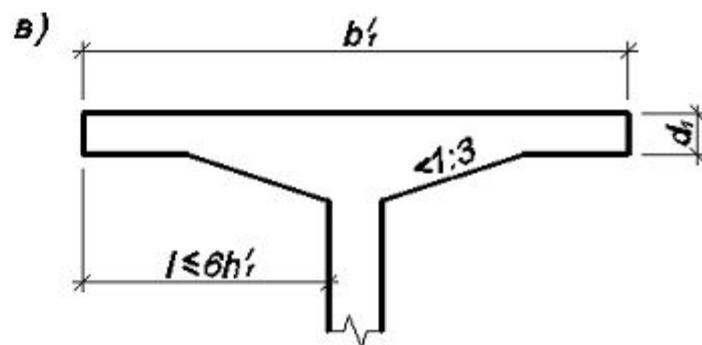
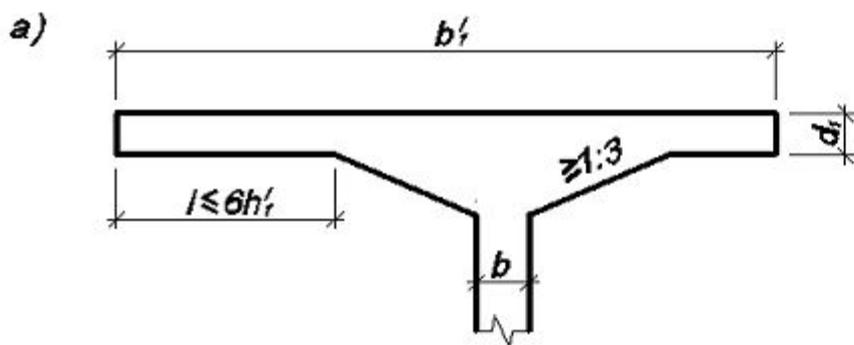


В соответствии с требованиями норм проектирования вводимая в расчет ширина плиты (при расчете балок с плитой в сжатой зоне) должна быть ограничена (СниП п.3.58, СП п.7.58 ). Длина свесов

наружной консоли должна быть  $l_{нар} \leq 6h'_f$

а для внутренней -  $l_{внут} \leq B/2$

При вутах с уклоном менее 1:3 длину свесов измеряют от ребра балки, а при уклоне 1:3 и более – от начала вутов. Если вуты очерчены по дуге окружности радиуса  $r$ , начало вутов можно принимать на расстоянии  $0,84r$  от ребра балки.



В первом приближении можно принять, что нейтральная ось в балке проходит по линии примыкания ребра к плите.

Требуемая площадь рабочей арматуры в середине балки  $A_{s,mp}$  может быть определена по формуле:

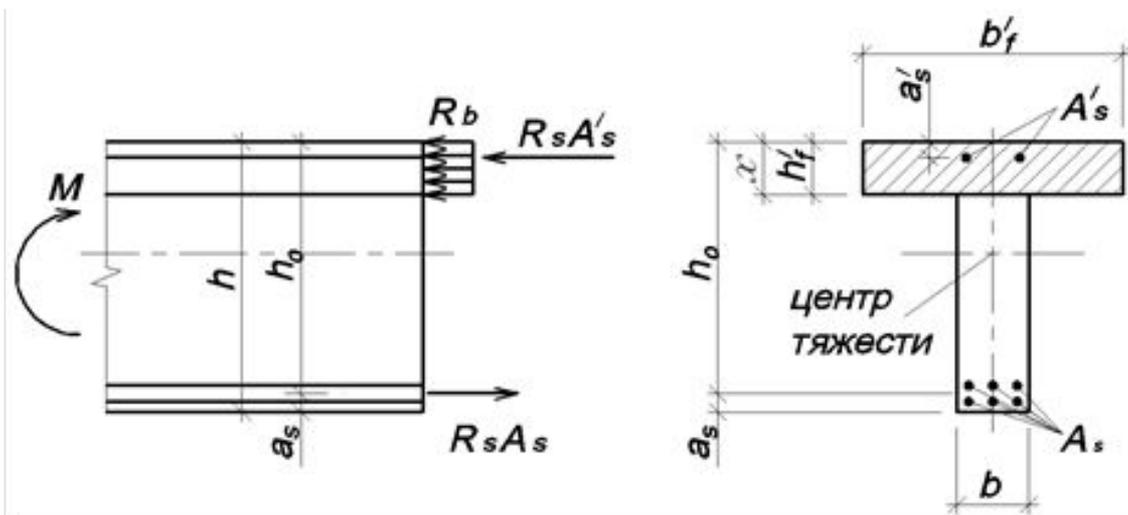
$$A_{s,mp} = M_{0,5} / [R_s (h_0 - 0,5h'_f)]$$

Рабочую высоту сечения  $h_0$  принимают равной:  $h_0 = h - a_s$   
 $h$  – полная высота балки;

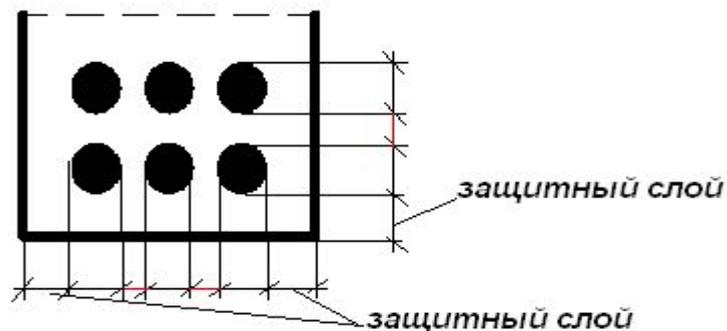
$a_s$  – расстояние от центра тяжести площади рабочей растянутой арматуры до низа балки.

$a_s$  - принимают равной в первом приближении от 10 до 20 см в зависимости от пролета балки.

$$n = A_{s,mp} / A_{si}$$



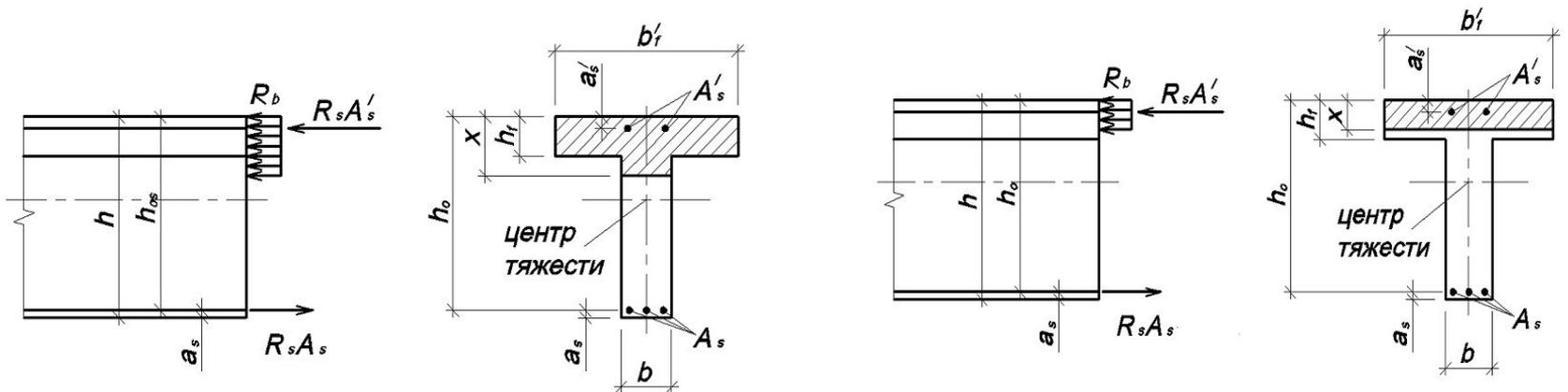
Необходимую площадь рабочей арматуры в середине пролета балки определяют исходя из изгибающего момента в этом сечении. Она может быть выполнена как из отдельных стержней, так и в виде пучков. Промежутки между стержнями (пучками) должны быть достаточными для всестороннего обволакивания их бетоном. Поэтому СНиПом п.3.122\* и СП п.7.122 установлены минимально допустимые расстояния в свету между отдельными стержнями и пучками. Расстояние от поверхности стержня (пучка) до грани балки называется **защитным слоем**. Его минимальная величина установлена СНиПом п.3.119 и СП п.7.119



# Проверка прочности нормального сечения в середине пролета балки.

В основу расчетных формул на прочность положена третья стадия напряженного состояния сечения (стадия разрушения). При этом приняты следующие допущения:

- растянутый бетон полностью выключился из работы сечения;
- напряжения в бетоне сжатой зоны равны расчетному сопротивлению бетона на сжатие  $R_b$ ,
- эпюра напряжений принята прямоугольной;
- напряжения как в растянутой, так и в сжатой арматуре равны ее расчетному сопротивлению  $R_s$ .



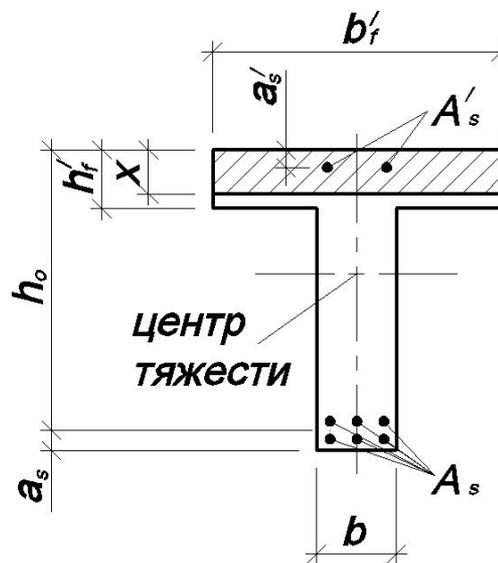
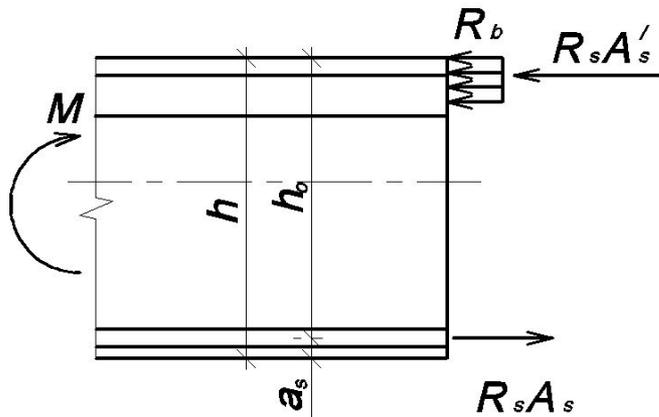
Если  $x \leq h'_f$  это означает, что нейтральная ось проходит не в ребре, а в плите. В этом случае сечение рассчитывают как прямоугольное (СНиП п. 3.62, ф. 54,55, СП п.7.62, ф. 719,7.20),

заменяя

$$b = b'_f$$

$$M_{0,5} \leq R_b b'_f x (h_0 - 0,5x) + R_s A'_s (h_0 - a'_s)$$

$$x = \frac{1}{R_b b'_f} R_s (A_s - A'_s)$$



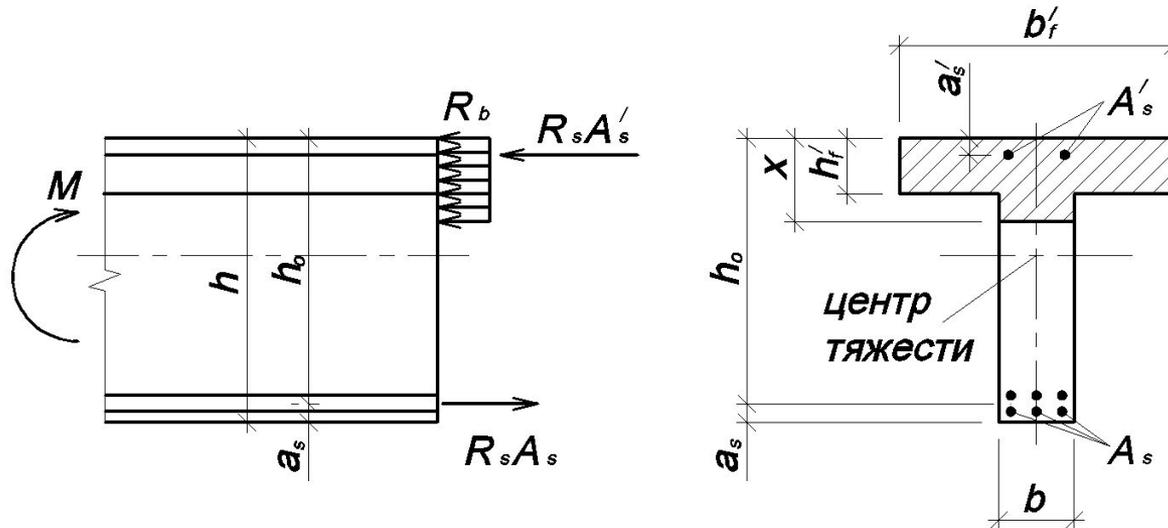
## Условие прочности в общем виде:

В этом условии моменты  $M_{0,5}$  определяют относительно оси, проходящей через центр тяжести растянутой арматуры (СНиП п. 3.63, ф. 57, СП. П.7.63, ф.7.22).

$$M_{0,5} \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5h'_f) + R_s A'_s (h_0 - a'_s)$$

Высоту сжатой зоны  $x$  определяют из условия равенства нулю проекций всех сил на горизонтальную ось (СНиП п. 3.63, ф. 58 СП п.7.63, ф.7.23):

$$x = \frac{1}{R_b b} [R_s (A_s - A'_s) - R_b (b'_f - b) h'_f]$$



Приведенные выше формулы справедливы для **«нормально»** армированного сечения, у которого относительная высота сжатой зоны ограничивается условием (СНиП п.3.61, СП п.7.61):

$$\xi \leq \xi_y \quad \xi = x / h_0$$

где  $\xi$  относительная высота сжатой зоны  
 $\xi_y$  - предельная относительная высота сжатой зоны, при которой предельное состояние бетона сжатой зоны наступает не ранее достижения арматурой расчетного сопротивления  $R_s$ . Значение определяют по формуле:

$$\xi_y = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_1}{\sigma_2} \left( 1 - \frac{\omega}{1,1} \right)}$$

$$\sigma_1 = R_s$$

$\sigma_2$ -предельное напряжение в арматуре сжатой зоны, принимаемое равным 500 МПа.

$\omega = 0,85 - 0,008R_b$  характеристика деформативных свойств бетона сжатой зоны.

Площадь сжатой арматуры вводится в расчет в зависимости от

соотношения  $x$  и  $a'_s$

Площадь арматуры  $A'_s$  учитывается полностью (СНиП п 3.60, СП п.7.60), если

$x_2$  – высота сжатой зоны, определенная с учетом сжатой арматуры.

Если без учета сжатой арматуры, выполняется условие:

а при учете сжатой арматуры выполняется условие:

то расчет на прочность:

$$M \leq R_s A_s (h_0 - a'_s)$$

При  $x_1 < 2a'_s$  сжатую арматуру в расчетах не учитывают.

При расположении части арматурных стержней на относительно больших расстояниях от нижней грани балки, напряжения в них предела текучести не достигают (СНиП п.3.42, СП п.7.42). Поэтому к расчетному сопротивлению арматуры в стержнях, расположенных на расстоянии более 0,2 высоты растянутой зоны сечения вводят коэффициент условий работы:

$$m_{a6i} = 1,1 - 0,5a_i / (h - x) \leq 1,0$$

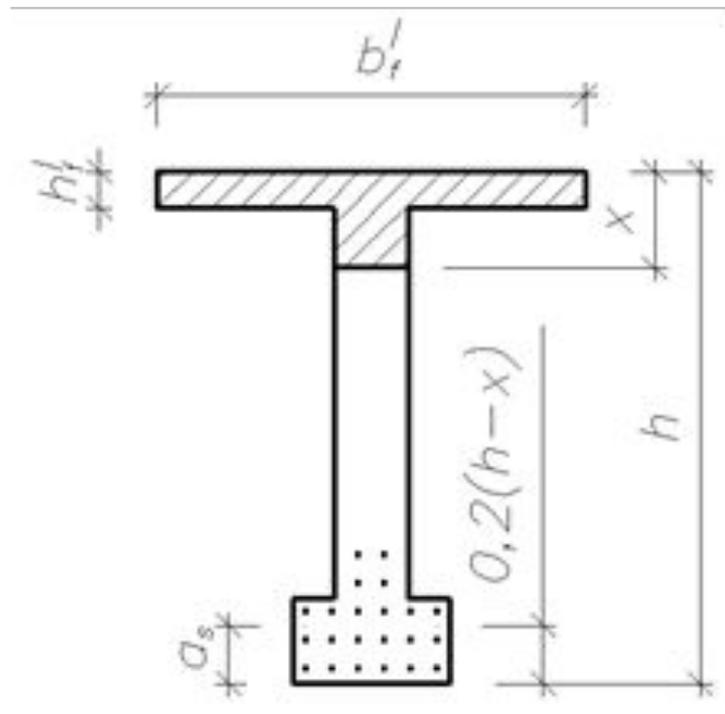
- где  $x$  – высота сжатой зоны, определяемая из расчета сечения по прочности;
  - $a_i$  – расстояние от растянутого арматурного стержня до низа сечения.
- В начале следует определить высоту сжатой зоны сечения без учета коэффициента  $m_{a6i}$ . Если окажется, что,

$$a_n > 0,2(h - x)$$

где  $a_n$  – где расстояние от верхнего ряда арматуры до низа сечения, то

$$x = \frac{1}{R_b b} \left[ R_s \left( \sum_1^n m_{asi} A_{si} - A'_s \right) - R_b (b'_f - b) h'_f \right]$$

Схема к определению коэффициента  $m_{a6}$

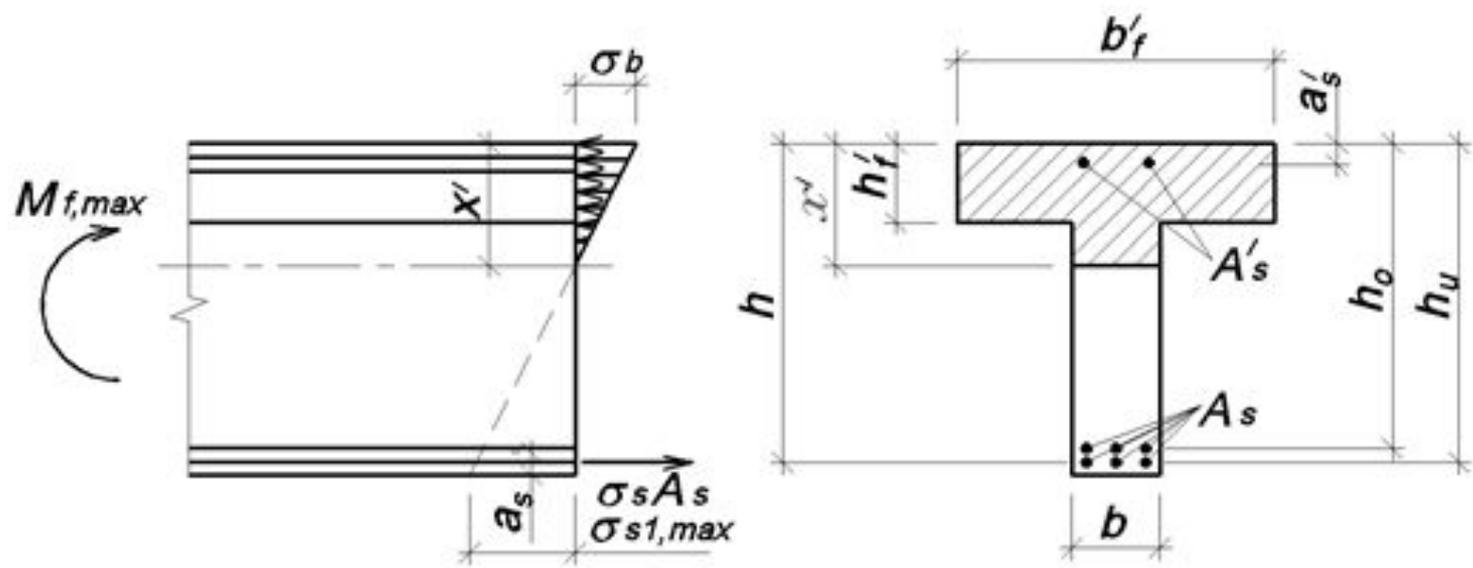


# Проверка выносливости нормального сечения в середине пролета балки.

Проверка выносливости сечений главной балки сводится к ограничению напряжений в бетоне сжатой зоны в растянутой арматуре соответствующими расчетными сопротивлениями.

$$\sigma_b \leq R_{bf} \quad \sigma_s \leq R_{sf}$$
$$R_{bf} = m_{b1} R_b$$

$$R_{sf} = m_{as1} R_s$$



За расчетное сопротивление бетона при осевом сжатии и осевом растяжении при расчетах по второй группе предельных состояний приняты нормативные значения:

$$R_{b,ser} = R_{bn} \quad R_{bt,ser} = R_{btn}$$

Прочностные характеристики бетона могут зависеть от особенностей изготовления конструкций и условий их эксплуатации, это учитывается коэффициентами условий работы  $m_{bi}$ , (п.3.25, табл. 24, п.7.25 табл. 7.7).

В расчетах на выносливость  $R_{bf} = m_{b1} R_b$

$$m_{b1} = 0,6\beta_b \varepsilon_b: \quad \rho_b = \sigma_{b,min} / \sigma_{b,max}$$

$\varepsilon_b$  – коэффициент, зависящий от характеристики цикла повторяющихся напряжений (п.3.26, табл.25, п.7.26, табл.7.8)

$\beta_b$  - коэффициент, зависящий от роста прочности бетона во времени (табл.26, табл.7.9).

В расчетах на прочность расчетное сопротивление арматуры определяют по формуле:

$$R_s = \gamma_n R_{sn} / \gamma_s$$

В расчетах на выносливость расчетное сопротивление арматуры  $R_{sf}$

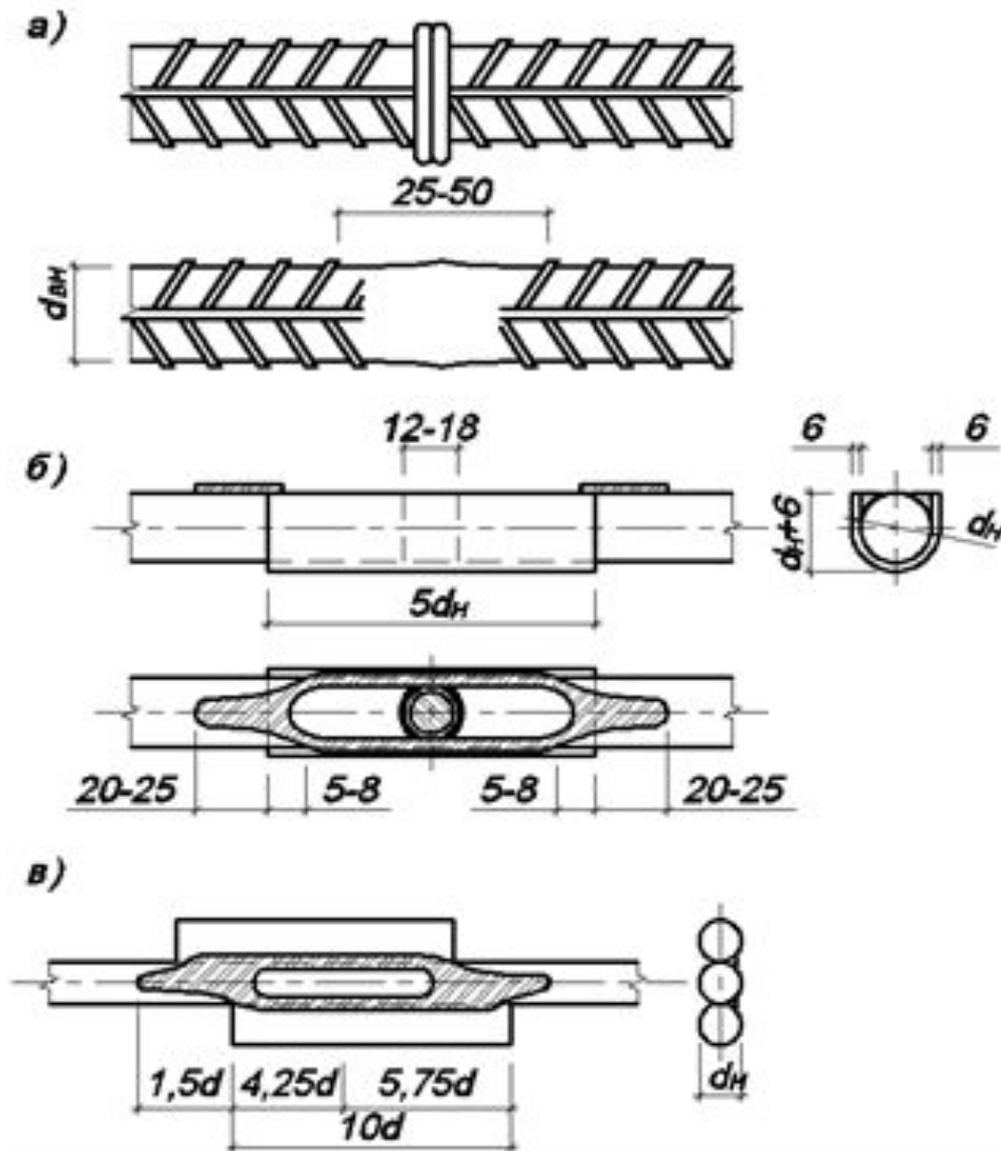
определяют:

$$R_{sf} = m_{as1} R_s$$

$$m_{as1} = \varepsilon_{\rho s} \beta_{\rho \omega}$$

$$\rho_s = \sigma_{s,\min} / \sigma_{s,\max}$$

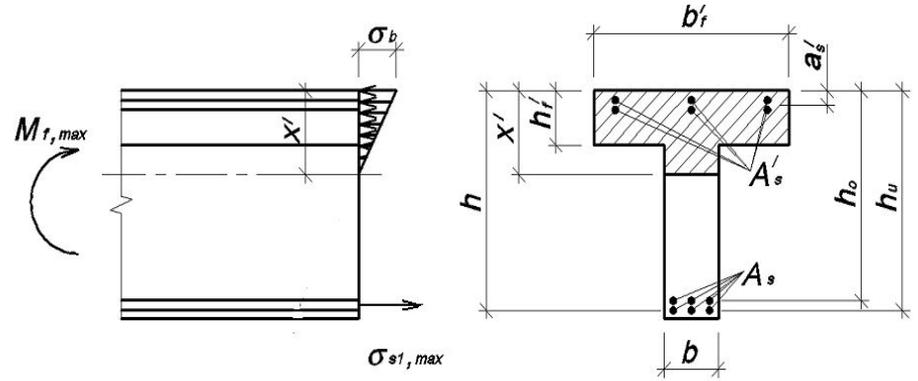
$\varepsilon_{\rho s}$  - коэффициент, зависящий от асимметрии цикла изменения напряжений в арматуре (п. 3.39, табл. 32, п. 7.39, табл.7.17);  
 $\beta_{\rho \omega}$  - коэффициент, учитывающий влияние на условия работы арматурных элементов, наличия сварных стыков (табл. 33, табл. 7.18).



Стыки стержневой арматуры:  
 а) контактным способом (до и после зачистки),  
 б) ваннным способом  
 в) на парных смещенных накладках

Исходя из гипотезы плоских сечений, напряжения в бетоне и в арматуре могут быть подсчитаны по формулам:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_b &= \frac{M'}{J_{red}} x'; \\ \sigma_s &= n' \frac{M'}{J_{red}} (h - x' - a_u) \end{aligned} \right\}$$



$M'$  - момент сечения для расчета на выносливость;

$J_{red}$  - момент инерции приведенного к бетону сечения;

$x'$  - высота сжатой зоны, определяемая по формулам упругого тела без учета растянутой зоны бетона;

$n$  - отношение модуля упругости с учетом его виброползучести (СНиП п. 3.48, СП п.7.48);

$a_u$  - расстояние от низа сечения до центра тяжести ближайшего ряда арматуры.

Положение нейтральной оси, проходящей через центр тяжести приведенного сечения, определится из условия равенства нулю статического момента приведенного сечения

$$S'_{0,red} = S'_b + n'S'_s - n'S_s = 0$$

## Количество отгибов продольной рабочей арматуры и их расположение.

Принято допущение, что каждый стержень продольной рабочей арматуры в середине пролета балки может воспринять соответствующую ему часть изгибающего момента

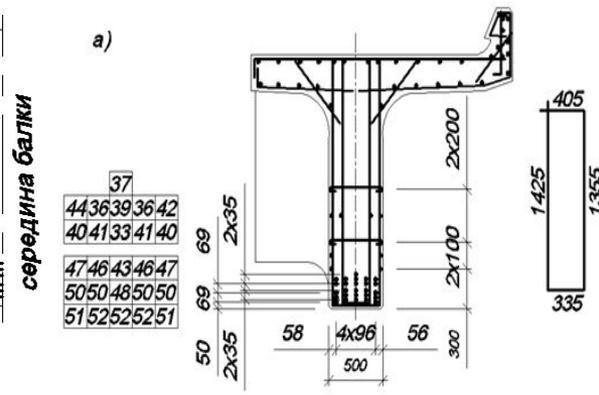
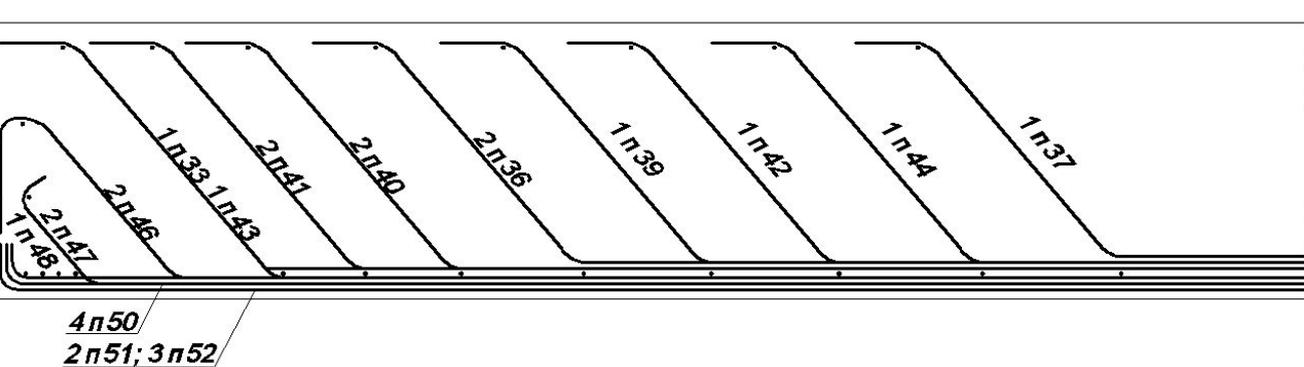
$$\Delta M = M_{0,5} / n$$

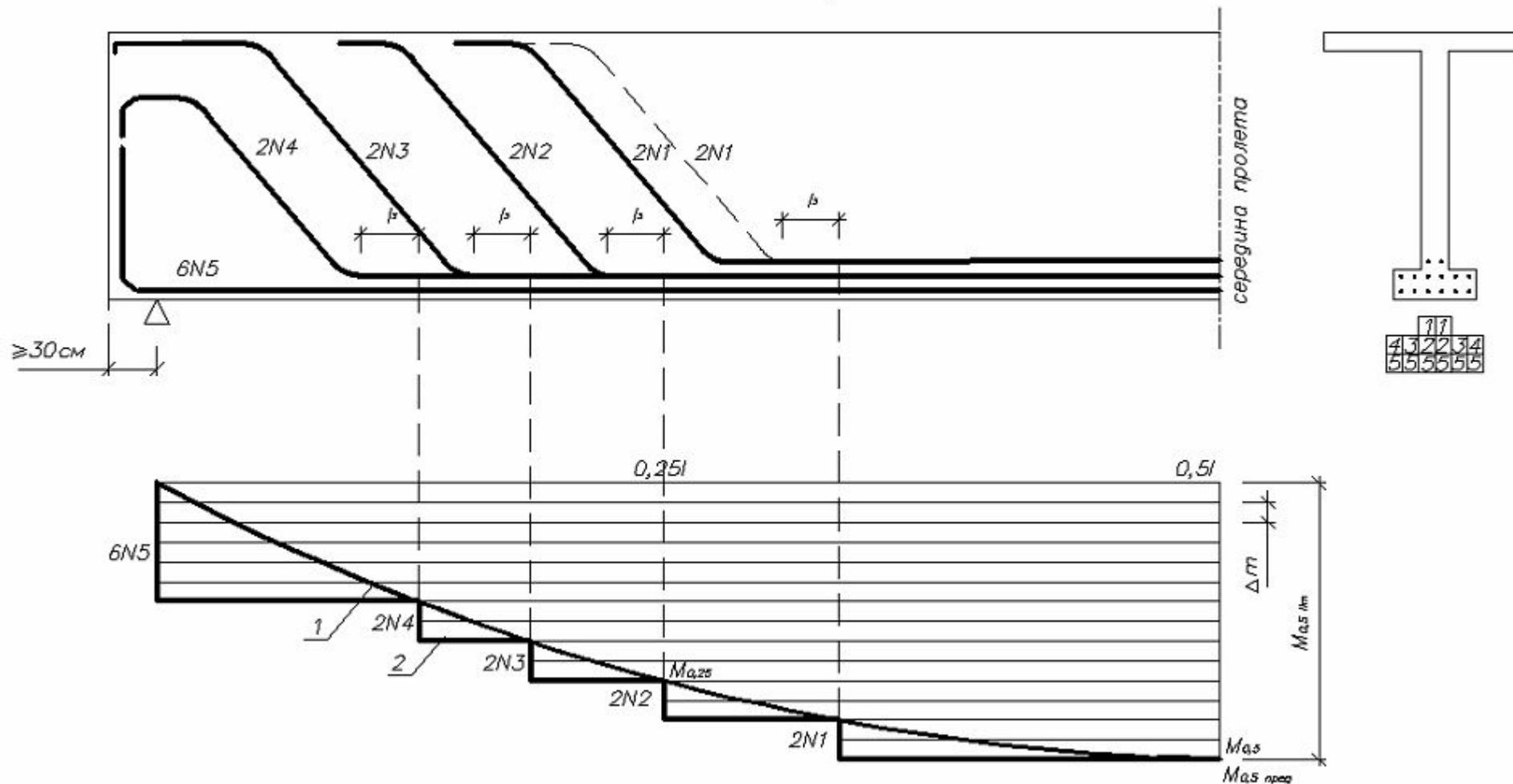
Огибающая эпюра моментов – это график, его каждая ордината представляет собой изгибающий момент в сечении над этой ординатой от расчетных нагрузок.

Эпюра материалов представляет собой ступенчатый график, ординаты которого равны предельным изгибающим моментам, которые могут воспринять сечения с определенным количеством стержней продольной арматуры.

Сопоставляя огибающую эпюру моментов и эпюру материалов, определяют сечения, в которых предельный изгибающий момент, воспринимаемый сечением с конкретным числом рабочих стержней, равен изгибающему моменту в этих сечениях.

По мере удаления от середины пролета, изгибающий момент уменьшается, поэтому часть стержней отгибается и заканчивается в верхней сжатой зоне балки или у ее торца. Но не менее **трети рабочей арматуры**, устанавливаемой в середине пролета, должно быть заведено за опорное сечение (СП п.7.124 -7.128).





- 1 – огибающая эпюра изгибающих моментов
- 2 – эпюра материалов

7.126 Начало отгибов продольных растянутых стержней арматуры периодического профиля в изгибаемых элементах или обрыв таких стержней во внецентренно сжатых элементах следует располагать за сечением, в котором стержни учитываются с полным расчетным сопротивлением.

Длина заводки стержня за сечения (длина заделки  $l_s$ ) для арматурных сталей класса А300 должна составлять не менее:

22d – при классе бетона В30 и выше;

25d – при классах бетона В20 – В27,5 (d – диаметр стержня).

Для арматурных сталей класса А400 и выше длину заделки  $l_s$  следует соответственно увеличивать на 5d. При пучке стержней d определяется как диаметр условного стержня с площадью, равной суммарной площади стержней, образующих пучок.

7.127 В разрезных балках и на концевых участках неразрезных балок заводимые за ось опорной части растянутые стержни продольной арматуры должны иметь прямые участки длиной не менее 8 диаметров стержня.

Кроме того, крайние стержни, примыкающие к боковым поверхностям балки, должны быть отогнуты у торца под углом  $90^\circ$  и продолжены вверх до половины высоты балки.

Необходимо обеспечить расстояние от торца балки до оси опирания, равное не менее 30 см, и до края опорной плиты — не менее 15 см.

7.138 В ненапрягаемых балках устанавливаемые по расчету наклонные стержни следует располагать симметрично относительно продольной оси изгибаемого элемента. Стержни, как правило, должны иметь по отношению к продольной оси элемента угол наклона, близкий к  $45^\circ$  (не более  $60^\circ$  и не менее  $30^\circ$ ). При этом на участке балки, где по расчету требуется установка наклонных стержней, любое сечение, перпендикулярное продольной оси балки, должно пересекать не менее одного стержня наклонной арматуры.

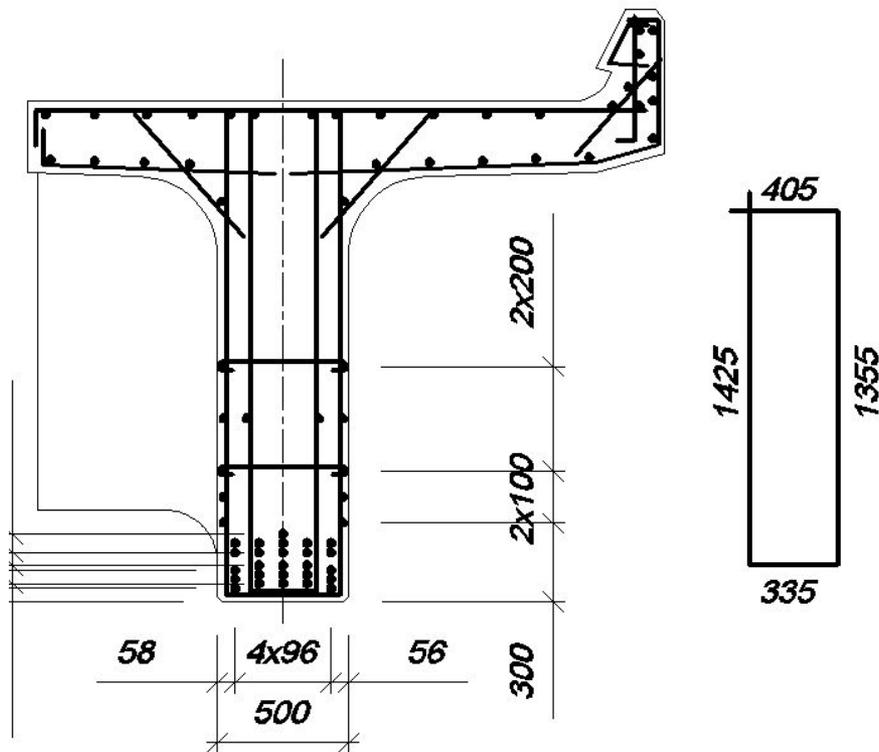
7.137 Армирование стенок ненапрягаемых балок на восприятие поперечных сил следует осуществлять наклонными и нормальными к оси балки стержнями (хомутами) и объединять последние с продольной арматурой стенок в каркасы.

7.140 Наклонные стержни арматуры в балках следует отгибать по дуге круга радиусом не менее 10 диаметров арматуры.

Отгибы продольной арматуры у торцов балки (за осью опорной части) допускается выполнять по дуге круга радиусом не менее трех диаметров арматуры.

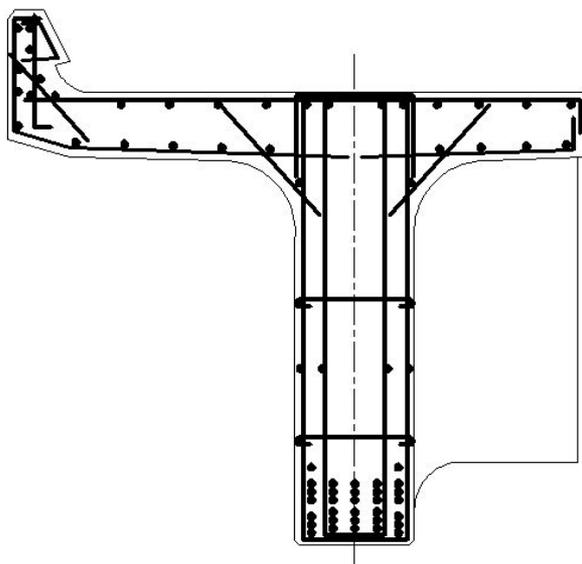
Стенку балки армируют вертикальными стержнями, называемыми **хомутами**.

Хомуты участвуют в восприятии поперечной силы, учитываются в расчетах и являются **расчетной арматурой**. Хомуты связывают сжатую и растянутую зоны балки для совместной работы, выполняют роль **монтажной арматуры**. В пролетных строениях мостов под железную дорогу хомуты ставятся всегда, расстояния между хомутами регламентируются СП п.7.143

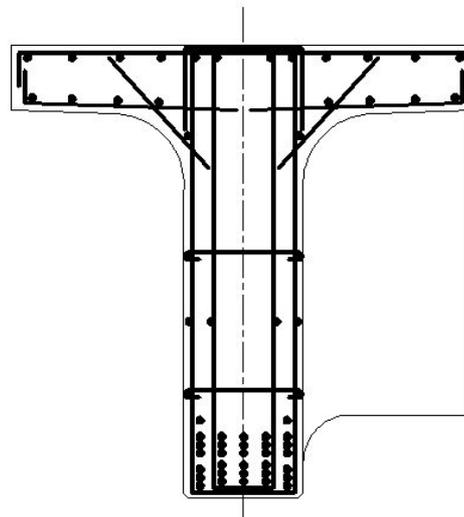


Продольная арматура стенок балки выполняет функции как монтажной, так и рабочей арматуры. Устанавливают её по указаниям СП п.7.143. Хомуты и продольные стержни объединяют в виде сварных или вязаных сеток длиной 2,5-3,5 м.

а)



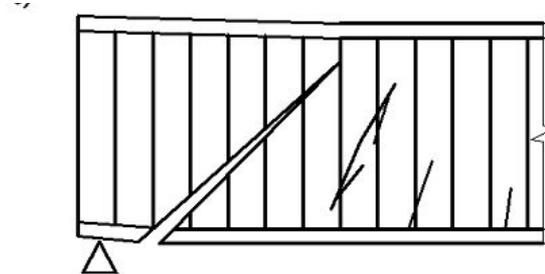
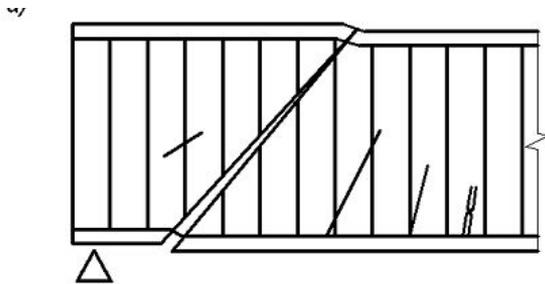
б)



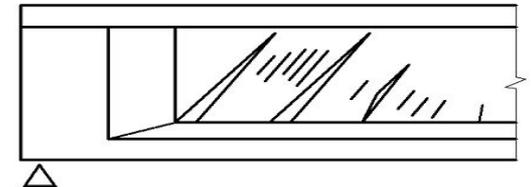
## Проверка прочности наклонных сечений.

Трещина, которая получает наибольшее развитие, называется «критической».

Такой трещиной балка разделяется на два блока, связанных в сжатой зоне бетоном под наклонной трещиной, а в растянутой зоне – продольной арматурой, хомутами и отгибами арматуры, пересекающими наклонную трещину. При преобладающем влиянии поперечной силы разрушение происходит в результате сдвигов блоков относительно друг друга, а при доминирующем влиянии изгибающего момента – путем взаимного поворота блоков вокруг оси, проходящей через центр сжатой зоны.



В балках двутаврового сечения при относительно тонкой стенке, а также в балках таврового сечения при мощной продольной арматуре, образование трещин начинается в стенке (ребре) в результате действия главных напряжений. Разрушение в этом случае происходит в результате раздробления бетона между наклонными трещинами.



# Расчет наклонного сечения главной балки на действие поперечной силы.

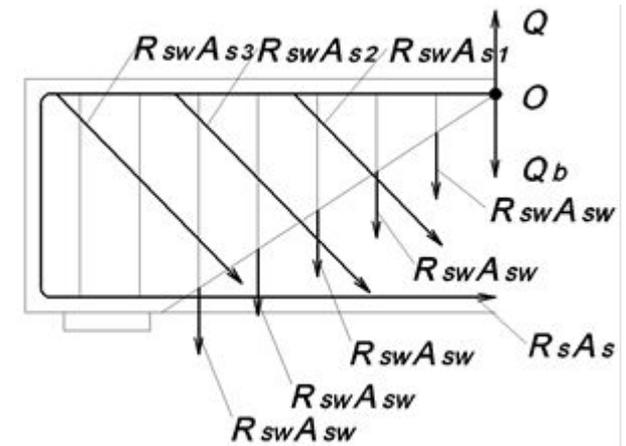
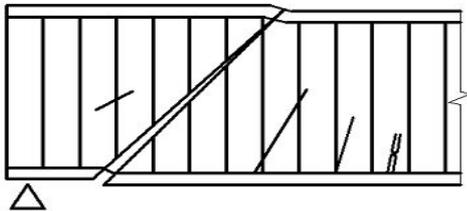
Условие прочности наклонного сечения при действии поперечной силы в общем виде:

$$Q \leq Q_{пред}$$

Для исключения разрушения балки необходимо, чтобы поперечная сила  $Q$ , действующая в конце наклонного сечения, могла быть воспринята усилиями, возникающими в отогнутой арматуре  $Q_i$ , в хомутах  $Q_{\omega}^x$ , в продольной арматуре  $Q_{\omega}^z$  и в бетоне сжатой зоны  $Q_b$  (СП п.7.78).

$$Q \leq Q_i + Q_{\omega}^x + Q_{\omega}^z + Q_b$$

$$Q \leq \sum R_{sw} A_{si} \sin \alpha_i + \sum R_{sw} A_{sw} + Q_{\omega}^z + Q_b$$



где  $R_{sw}$  – расчетное сопротивление отогнутой арматуры и хомутов;  
 $A_{si}$  – площадь одного отогнутого стержня;  
 $\alpha_i$  - угол наклона отогнутого стержня к продольной оси балки.

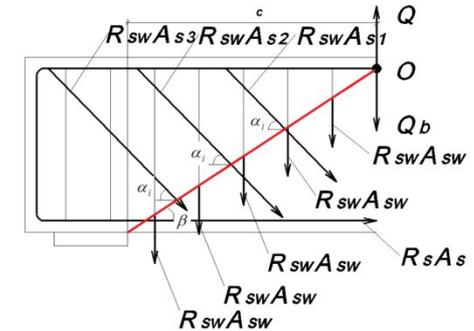


К моменту разрушения балки, не во всех отогнутых стержнях и хомутах напряжения достигают предела текучести. Это учитывается коэффициентом условий работы  $m_{a4} = 0,8$ , вводимым к  $R_s$  (СП п.7.40).

Поперечная сила, воспринимаемая продольной арматурой, кгс:

$$Q_{\omega}^{\Gamma} = 100 A_{\omega}^{\Gamma} k$$

$$0 \leq [k = (\beta - 50^{\circ}) / 40^{\circ}] \leq 1$$



$A_{\omega}^{\Gamma}$  - площадь горизонтальной арматуры, пересекаемой наклонным сечением, м<sup>2</sup>;

$\beta$  - угол между наклонным сечением и продольной арматурой, град.

$$Q_{\omega}^{\Gamma} = 0$$

Поперечная сила, воспринимаемая бетоном сжатой зоны:

$$Q_b = 2R_{bt} b h_0^2 / c \leq m R_{bt} b h_0$$

$c$  – длина проекции наклонного сечения на продольную ось элемента (СП п.7.79);

$m$  – коэффициент условий работы, определяется по формуле:

$$1,3 \leq m = 1,3 + 0,4 \left( R_{b,sh} / \tau_q - 1 \right) \leq 2,5$$

где  $\tau_q$  - наибольшее скалывающее напряжение от нормативных нагрузок в нормальном к оси балки сечении, проходящем через конец наклонного сечения;

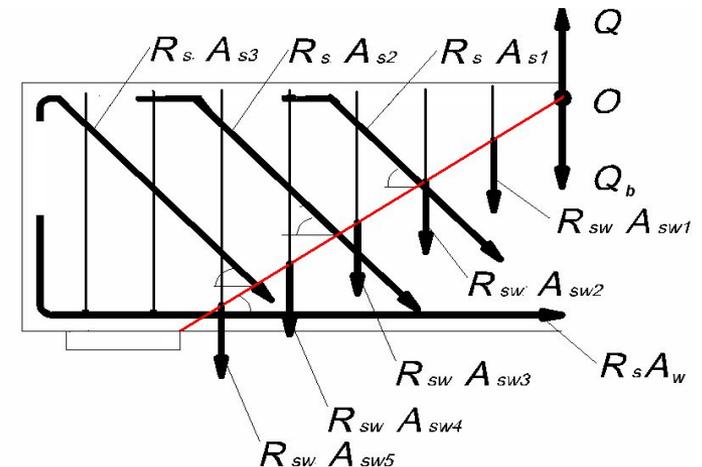
Если  $\tau_q \leq 0,25R_{b,sh}$ , то проверку прочности наклонного сечения не производят.

$R_{b,sh}$  – расчетное сопротивление бетона скалыванию при изгибе.

$$\tau_q = 1,5Q_0 / (bh_0)$$

$Q_0$  – поперечная сила в рассматриваемом сечении от нормативных нагрузок

- По нормам проектирования (СП п.7.79) опасное наклонное сечение следует определять путем сравнительных расчетов на участке длиной  $2h_0$  от опорного сечения с углом наклона к опорному сечению  $45^\circ$ .



## Расчет на прочность сжатого бетона между наклонными трещинами.

Если выполняется условие прочности, то исключается разрушение балки по наклонному сечению (СП п.7.77):

$$Q \leq 0,3\varphi_{\omega 1}\varphi_b R_b b h_0$$

$$\varphi_{\omega 1} = 1 + \eta n_1 \mu_{\omega} \geq 1,3$$

$n_1$  – отношение модуля упругости арматуры к модулю упругости бетона,  $n_1 = E_s / E_b$  (СП п.6.48).

$\eta$  - эмпирический коэффициент, равен 5 при хомутах, нормальных к продольной оси балке.

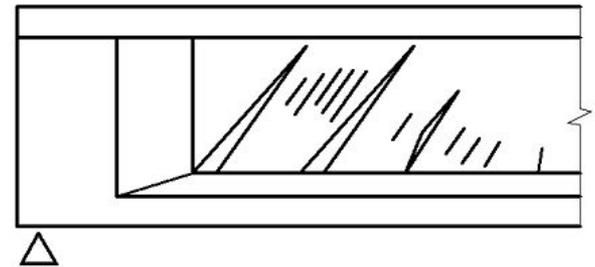
$$\mu = A_{s\omega} / (b s_{\omega})$$

$A_{s\omega}$  - площадь сечения всех ветвей хомутов, расположенных в одной плоскости;

$s_{\omega}$  - шаг хомутов (расстояние между хомутами по нормали к ним);

$b$  – толщина стенки (ребра).

$$\varphi_b = 1 - 0,01 R_b$$



## Расчет на прочность наклонного сечения на действие изгибающего момента.

Проверка будет обеспечена при выполнении условия (СП п.7.83):

$$M \leq M_s + M_\omega + M_i$$

где  $M$  – момент всех внешних сил, расположенных по одну сторону сечения, относительно оси, проходящей через центр тяжести площади сжатой зоны бетона в конце наклонного сечения;

$M_s, M_\omega, M_i$  – соответствующие моменты, которые могут воспринять продольная арматура, хомуты, отгибы.

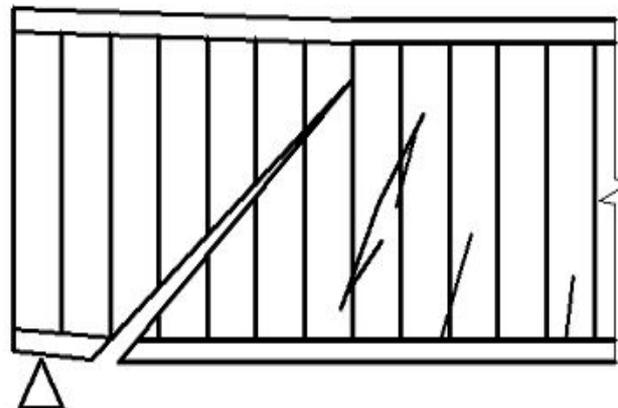
$$M \leq R_s A_s z_s + \sum R_s A_{s\omega} z_\omega + \sum R_s A_{si} z_i$$

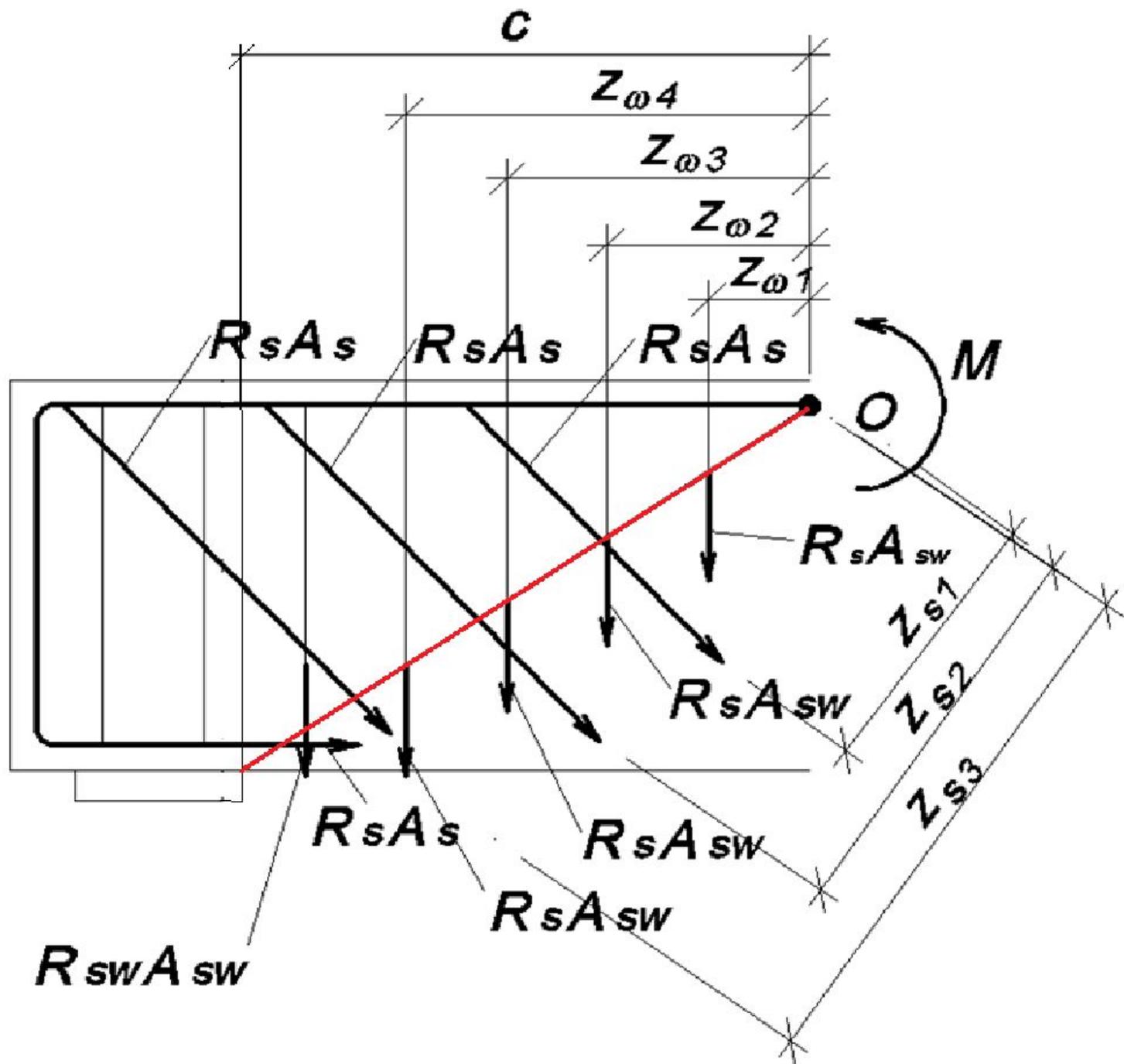
где  $z_s$  – соответственно расстояние от центра тяжести площади продольной арматуры до центра тяжести площади сжатой зоны бетона;

$z_\omega$  - то же для хомутов;

$z_i$  – то же для одного отгиба продольной арматуры.

$$R_b A'_b = R_s A_s + \sum R_{sw} A_{si} \cos \alpha_{si} - R_s A'_s$$





Возможные расположения наиболее опасных наклонных сечений.

При расчетах рекомендуется рассматривать следующие сечения:

Линия 1 – идущая от внутренней грани опорной части к точкам приложения сосредоточенных сил;

Линия 2 – к концам отгибов;

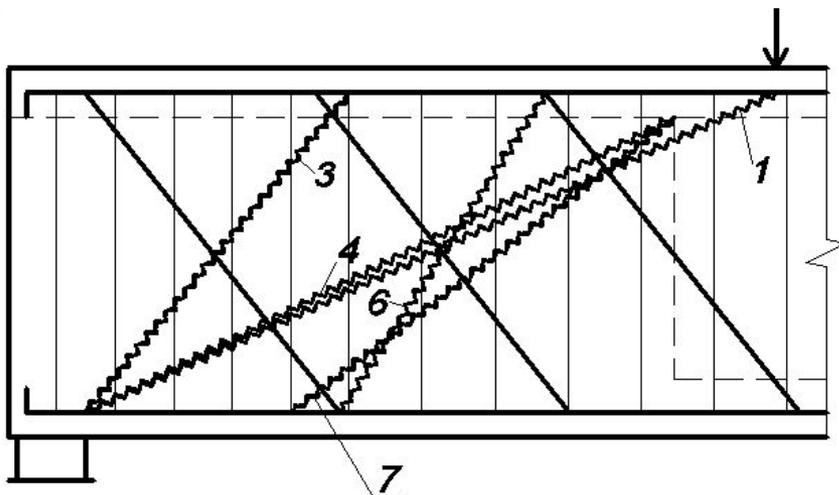
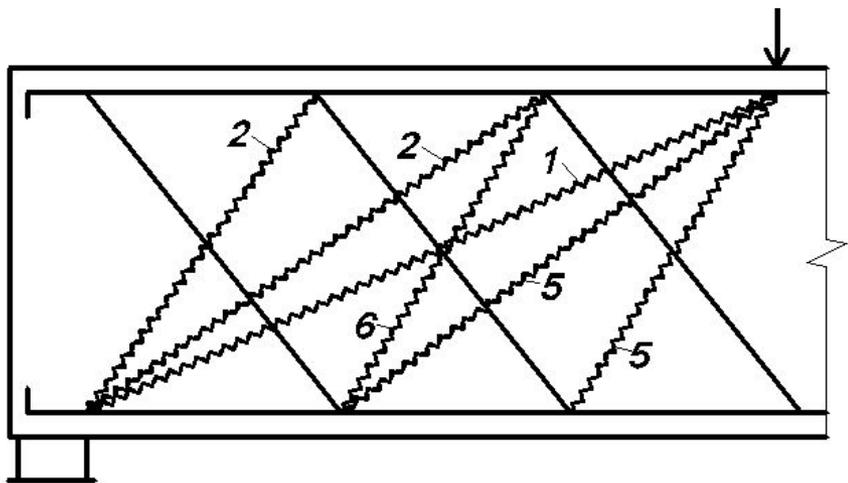
Линия 3 – к местам изменения шагов хомутов;

Линия 4 – к местам изменения толщины стенки;

Линии 5 – идущие от начала отгибов к точкам приложения сосредоточенных сил;

Линия 6 – к концам отгибов;

Линия 7 – идущие от места изменения шага хомутов к местам изменения толщины стенки и шага хомутов.



## Расчеты по второй группе предельных состояний.

Для недопущения предельных состояний второй группы в соответствии с нормами проектирования мостовых конструкций производятся расчеты по трещиностойкости и по деформациям. Ко всем железобетонным конструкциям, в зависимости от их вида и назначения, принимаемой арматуры и условий работы, предъявляются определенные требования по трещиностойкости.

Мостовые конструкции из обычного железобетона рассчитывают с учетом требований по категории трещиностойкости  $Z_v$ , которыми допускается раскрытие трещин ограниченной ширины (СП табл. 7.24). Нормами проектирования установлено два вида расчетов по трещиностойкости: по раскрытию трещин и по образованию трещин.



$$a_{cr} \leq \Delta_{cr}$$
$$\sigma_b \leq R_{bmc,2}$$



Расчет по раскрытию нормальных трещин и по образованию продольных трещин.

Расчет по раскрытию нормальных трещин сводится к ограничению ширины их раскрытия:

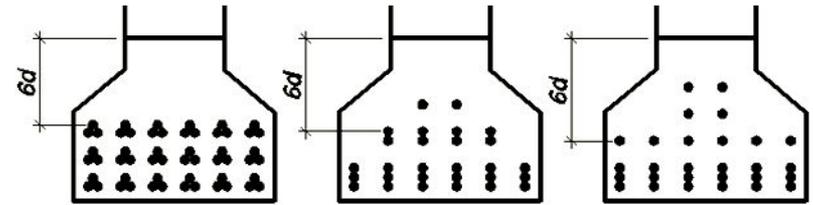
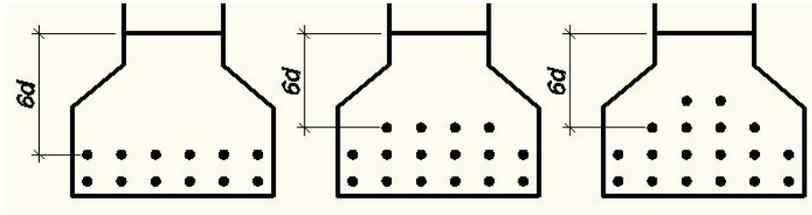
$$a_{cr} = \frac{\sigma_s}{E_s} \psi$$

$$a_{cr} \leq \Delta_{cr}$$

$$\psi = 1,5 \sqrt{R_r}$$

$$\Delta_{cr} \geq 0,02 \text{ см}$$

$$R_r = A_r / \sum \beta n d$$



Зона взаимодействия не должна выходить за нейтральную ось сечения.

При армировании группами из двух или трех стержней, коэффициент  $\beta$  учитывает степень сцепления арматуры с бетоном, (СП табл. 7.26 ).

Расчет по образованию продольных трещин сводится к ограничению нормальных напряжений в бетоне:

$$\sigma_b \leq R_{bmc,2}$$

## Расчет наклонного сечения на трещиностойкость.

Наклонные сечения балок из обычного железобетона рассчитывают только по раскрытию трещин (СП п.7.105).

$$a_{cr} \leq \Delta_{cr} \quad \Delta_{cr} \geq 0,02cm$$

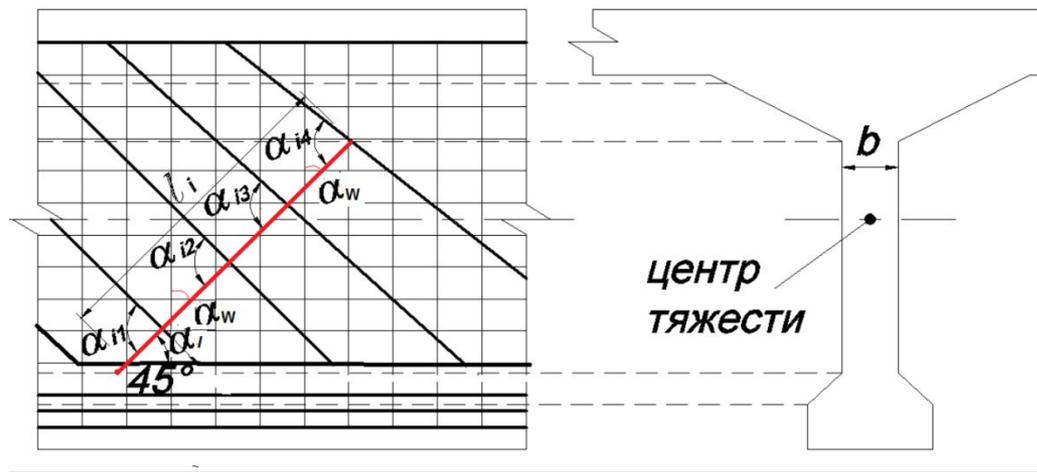
Напряжения в отгибах, хомутах и продольной арматуре стенок (ребер) при этом определяют по формуле (СП п.7.107):

$$\sigma_s = \delta \tau_b / \mu$$

где  $\delta$  - коэффициент, учитывающий перераспределение напряжений в зоне образования наклонной трещины;

$\tau_b$  - касательные напряжения в бетоне на уровне центра тяжести приведенного сечения;

$\mu$  - коэффициент армирования стенки на участке наклонной трещины.

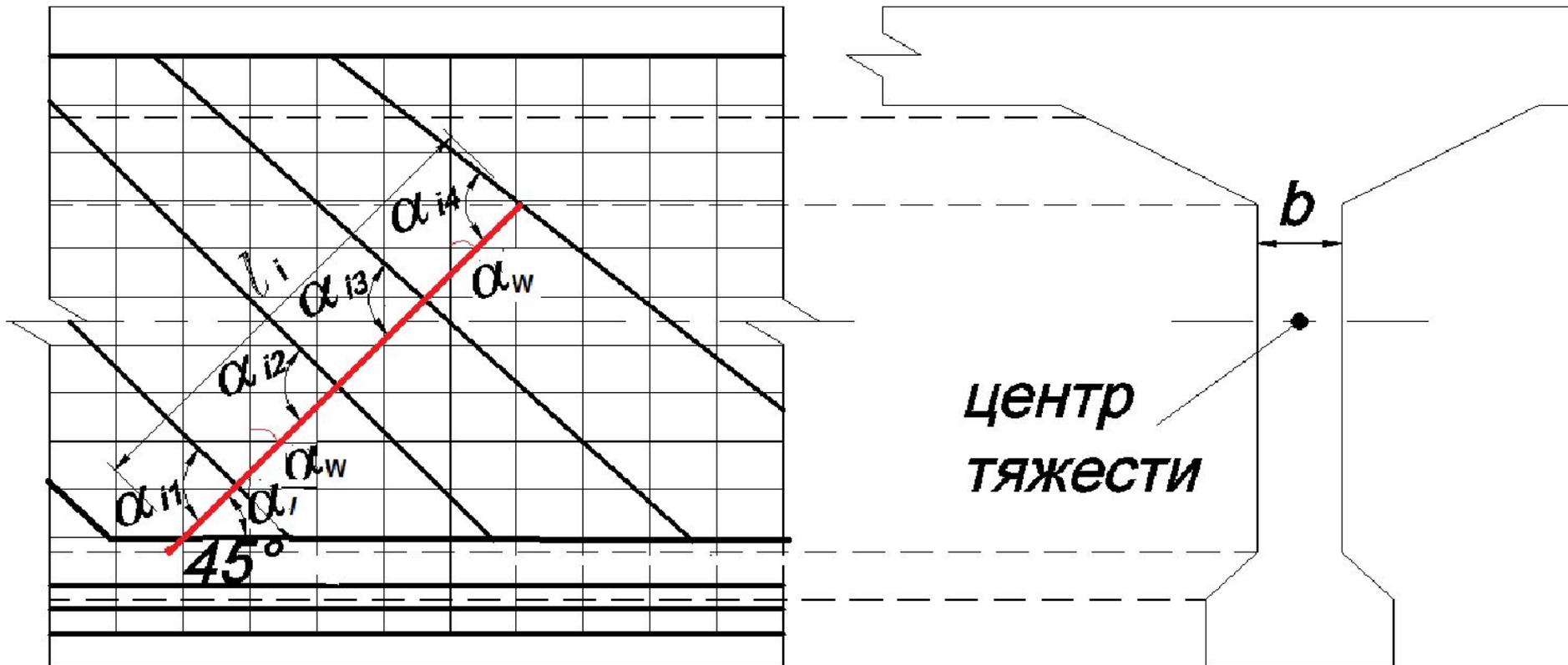


$$\mu = \left( \sum A_{si} \sin \alpha_i + \sum A_{sw} \sin \alpha_w + \sum A_{se} \sin \alpha_e \right) / (bl_i)$$
 где  $A_{si}$ ,  $A_{sw}$ ,  $A_{se}$  – соответственно, площадь одного отогнутого стержня, одного стержня хомута, одного продольного стержня;

- соответственно, углы наклона отогнутых стержней продольной рабочей арматуры, хомутов, продольных стержней к рассматриваемому наклонному сечению;

$b$  – ширина ребра на уровне центра тяжести сечения;

$l_i$  – длина предполагаемой наклонной трещины.



Длину наклонной трещины  $l_i$  в двутавровых балках измеряют между вутами поясов, в тавровых – от ближайшего к нейтральной оси ряда растянутой рабочей арматуры до начала вута верхнего пояса.

Если наклонные стержни отогнуты под углом  $45^0$ , то  $\alpha_i = 90^\circ$

$$\delta = \frac{1}{1 + 0,5/l_i \mu} \geq 0,75$$

$$\alpha_w = \alpha_e = 45^\circ$$

Величину радиуса армирования  $R_r$  при определении коэффициента раскрытия трещин определяют по формуле:

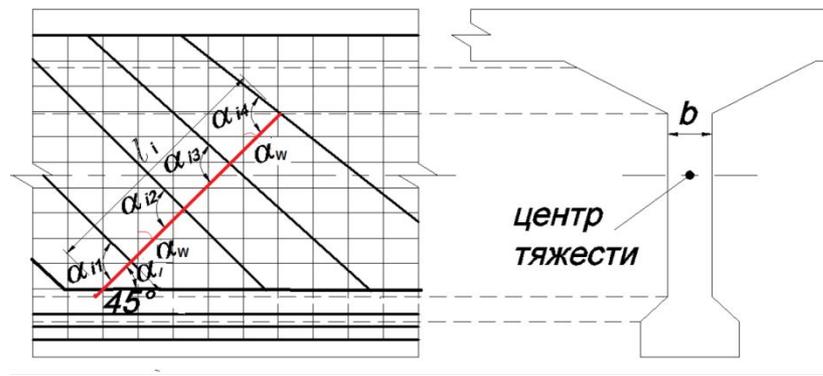
$$R_r = A_r / \left( \sum \beta_i n_i d_i \cos \alpha_i + \sum \beta_w n_w d_w \cos \alpha_w + \sum \beta_e n_e d_e \cos \alpha_e \right)$$

$$A_r = l_i b$$

где  $\beta_i, \beta_w, \beta_e$  - коэффициенты, учитывающие степень сцепления арматурных стержней с бетоном.

$n_i, n_w, n_e$  - соответственно, число наклонных стержней, хомутов и продольных стержней в пределах наклонного сечения;

$d_i, d_w, d_e$  - диаметры, соответственно, наклонных стержней, хомутов и продольных стержней;



## Расчет по деформациям.

Расчет по ограничению прогибов сводится к выполнению условия (СП п.3.43):

$$f_{0,5} \leq f_{пред}$$
$$f_{пред} = \frac{1}{800 - 1,25l} l \leq \frac{1}{600} l$$

Прогиб в середине пролета подсчитывают по формуле:

$$f_{0,5} = \frac{5}{384} \cdot \frac{\varepsilon \nu_{0,5}^l}{2} \cdot \frac{l^4}{0,85 E_b J_{ред}}$$

Коэффициент 0,85 учитывает влияние трещин на жесткость сечения. Для бетонов, подвергнутых тепловлажностной обработке, величина модуля упругости бетона уменьшается на 10%.