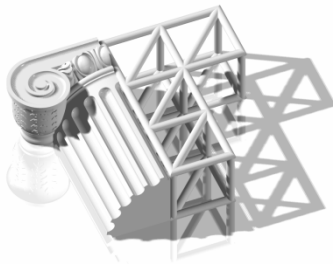


Министерство образования и науки Российской Федерации  
Федеральное агентство по образованию  
Казанский Государственный архитектурно-строительный университет

Кафедра железобетонных и каменных конструкций



## **МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ**

**к выполнению курсового проекта №2  
для студентов специальности: 2903, 55100, 55106**

**на тему:**

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

**Занятие № 4**

**Проектирование двускатной решётчатой  
балки БДР18**

КАЗАНЬ, 2007

Методические указания содержат рекомендации по проектированию (расчету) двускатной решетчатой балки БДР18 пролетом 18 м.

Составители: асс. Радайкин О.В., доц. Валеев Г.С.,  
доц. Никитин Г.П., под руководством  
проф. Соколова Б.С.

## Введение

Двускатные решётчатые балки нашли широкое применение в конструкциях одноэтажных промышленных зданий. Они используются в качестве несущих элементов покрытия, т.е. являются стропильными конструкциями кровли. Балка состоит из верхнего и нижнего пояса, и стоек, т.е. конструкция решетчатой балки, сродни ферме. Нижний пояс является предварительно напряженным, что исключает появление чрезмерных прогибов.

Цель – уяснить суть и основные этапы расчета решётчатой балки.

Задачи:

- определить расчетное сочетание усилий для каждого элемента;
- выбрать тип опалубочной формы для балки;
- выполнить расчет нижнего предварительно напряженного (ПН) пояса решётчатой балки;
- выполнить расчет верхнего пояса балки;
- выполнить расчёт стоек;
- выполнить опорной части балки по наклонному сечению.

Контрольные вопросы.

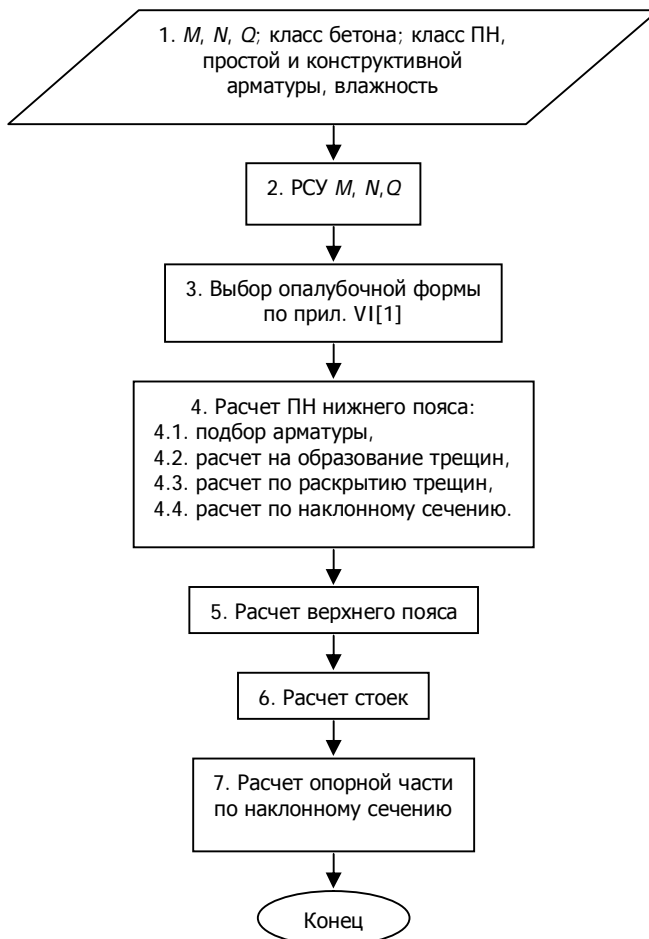
1. Какие разновидности типов стропильных конструкций одноэтажных промышленных зданий (ОПЗ) применяются в строительстве?
2. Что представляет собой стропильная решётчатая балка?
3. Какие основные принципы расчета стропильных балок БДР?
4. Какие основные принципы конструирования стропильных балок БДР?
5. Какие элементы балки БДР подлежат расчету?
6. Что представляет собой расчетная схема нормального к продольной оси сечения нижнего пояса балки?
7. По каким сечениям и группам предельного состояния (ПС) производится расчет нижнего пояса?
8. Какова суть расчета верхнего пояса балки?
9. Какова суть расчета стоек балки?
10. Какова суть расчета опорной части балки?

### Порядок расчета.

Алгоритм расчета двускатной решётчатой балки (БДР18) представлен в виде следующих блок-схем.

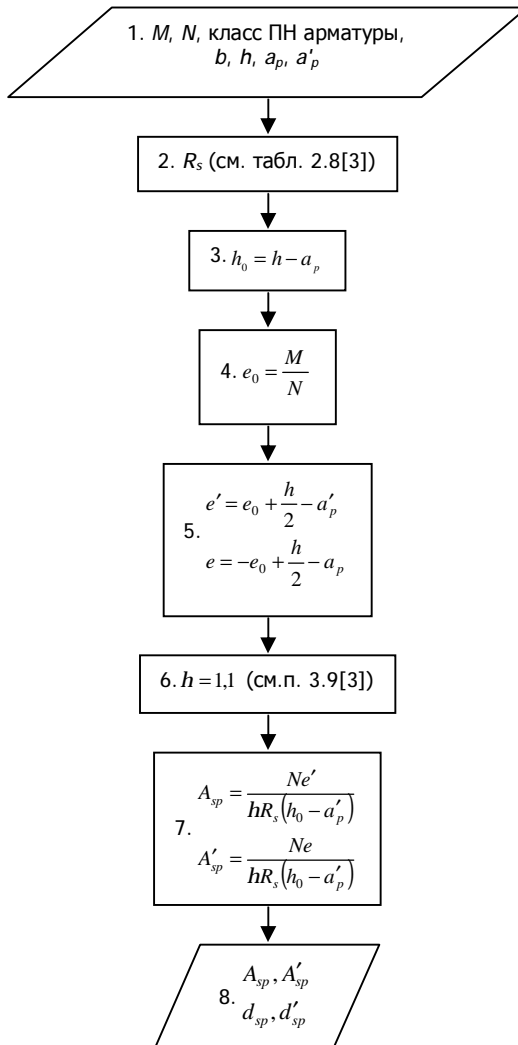
**Блок-схема 1**

Общая схема расчета решётчатой балки БДР18



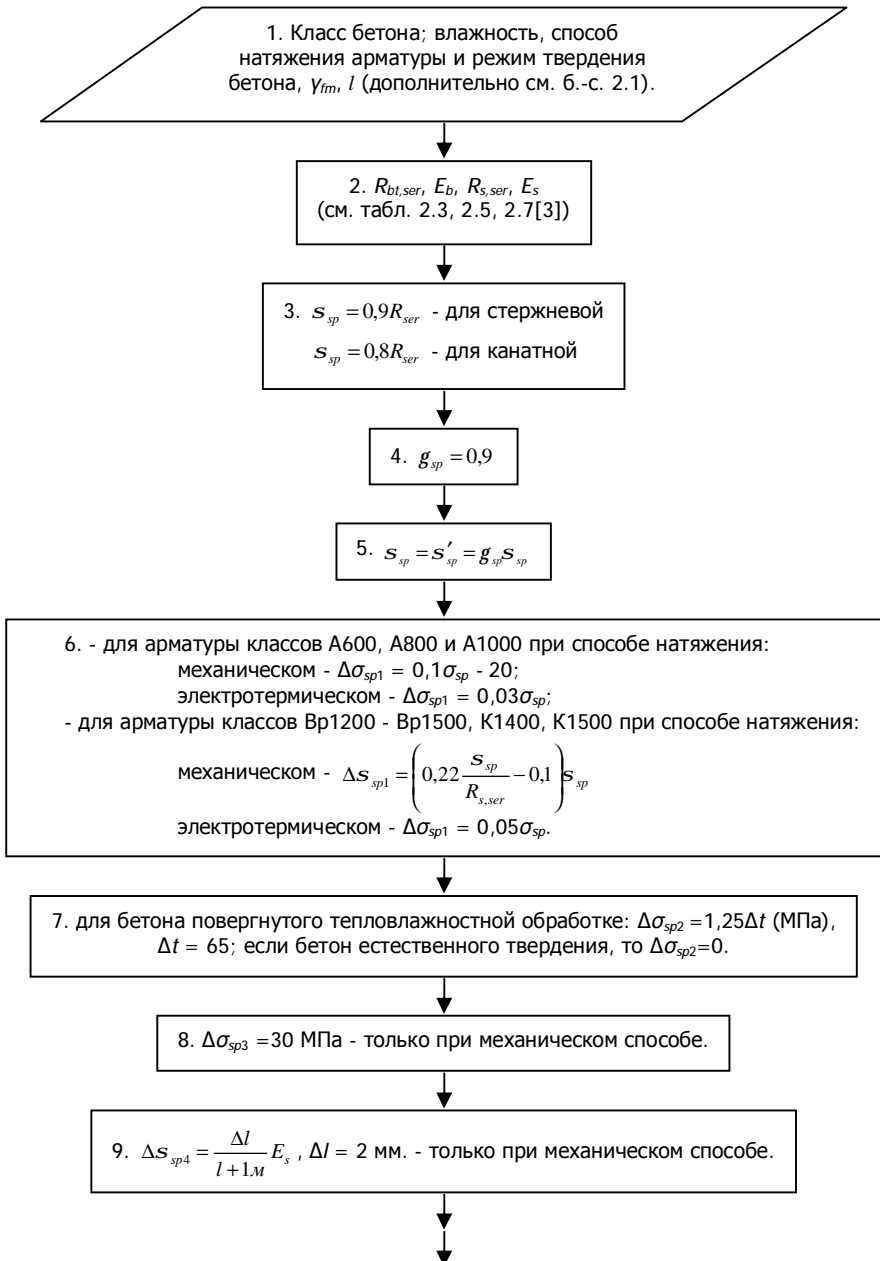
**Блок-схема 2.1.**

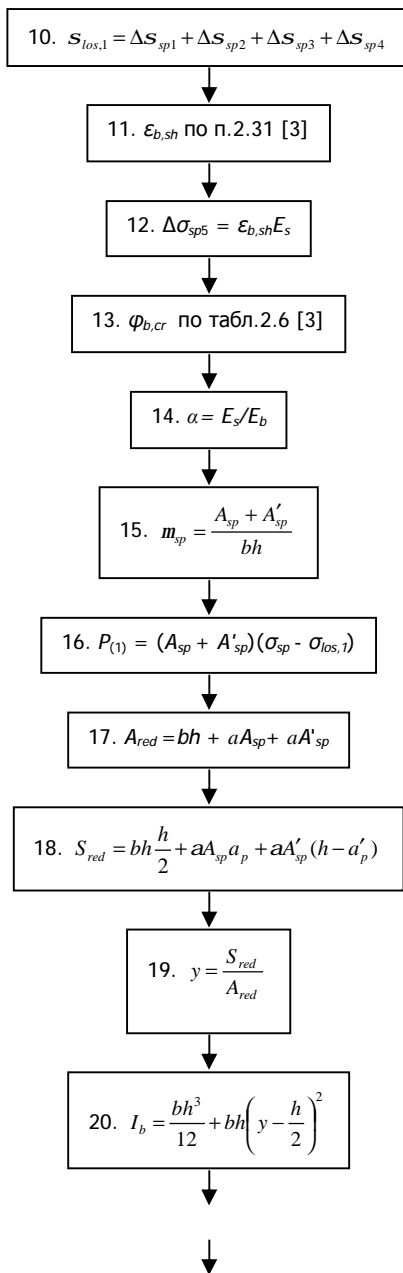
Расчет ПН нижнего пояса балки: подбор арматуры



**Блок-схема 2.2.**

Расчет ПН нижнего пояса балки: образование трещин.





$$21. I_{sp} = A_{sp}(y - a_p)^2, \quad I'_{sp} = A'_{sp}(h - y - a'_p)^2$$

$$22. I_{red} = I_b + a_p I_{sp} + a'_p I'_{sp}$$

$$23. \begin{aligned} y_{sp} &= y - a_p \\ y'_{sp} &= h - y - a'_p \end{aligned}$$

$$24. e_{0,p1} = \frac{A_{sp} y_{sp} - A'_{sp} y'_{sp}}{A_{sp} + A'_{sp}}$$

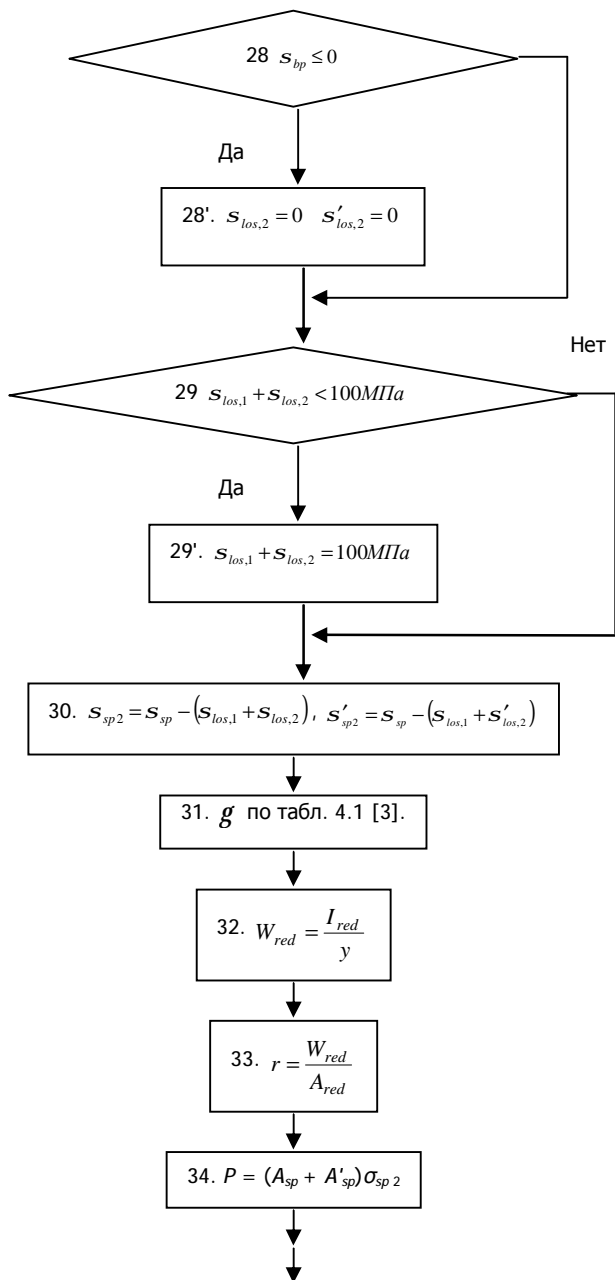
$$25. \begin{aligned} s_{bp} &= \frac{P_{(1)}}{A_{red}} + \frac{P_{(1)} e_{0,p1} y_{sp}}{I_{red}} \\ s'_{bp} &= \frac{P_{(1)}}{A_{red}} - \frac{P_{(1)} e_{0,p1} y'_{sp}}{I_{red}} \end{aligned}$$

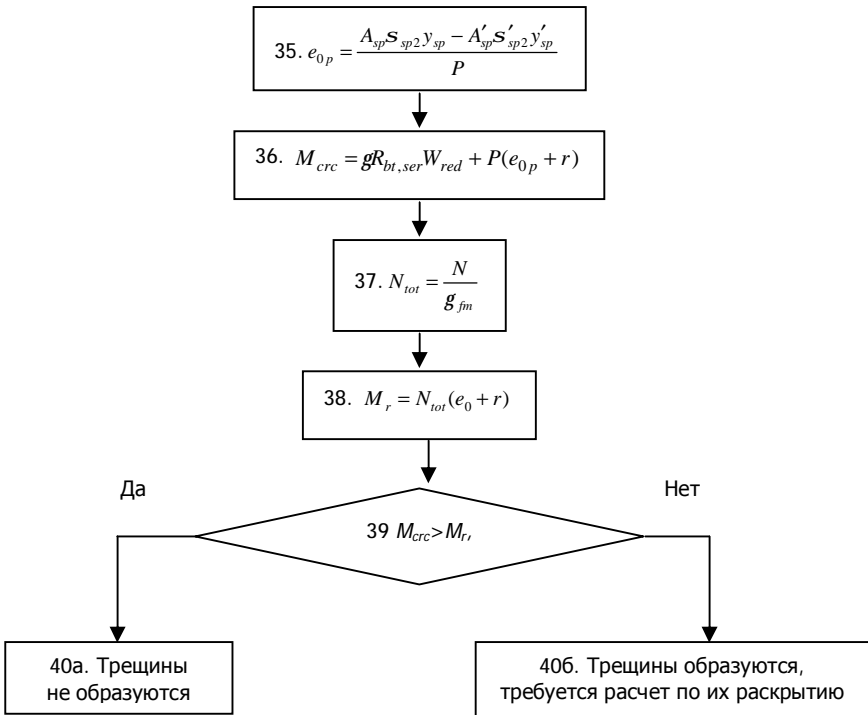
$$26. \begin{aligned} \Delta s_{sp6} &= \frac{0,8j_{b,cr} a s_{bp}}{1 + a m_{sp} \left( 1 + \frac{e_{0,p1} y_{sp} A_{red}}{I_{red}} \right) (1 + 8j_{b,cr})} \\ \Delta s'_{sp6} &= \frac{0,8j_{b,cr} a s_{bp}}{1 + a m_{sp} \left( 1 - \frac{e_{0,p1} y'_{sp} A_{red}}{I_{red}} \right) (1 + 8j_{b,cr})} \end{aligned}$$

$$27. \begin{aligned} s_{los,2} &= \Delta s_{sp5} + \Delta s_{sp6} \\ s'_{los,2} &= \Delta s_{sp5} + \Delta s'_{sp6} \end{aligned}$$

Het

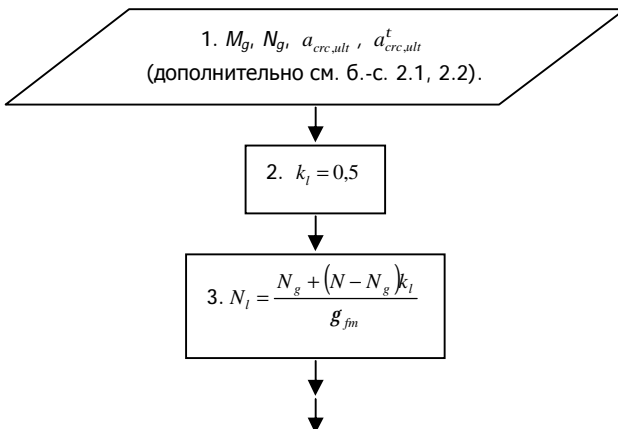


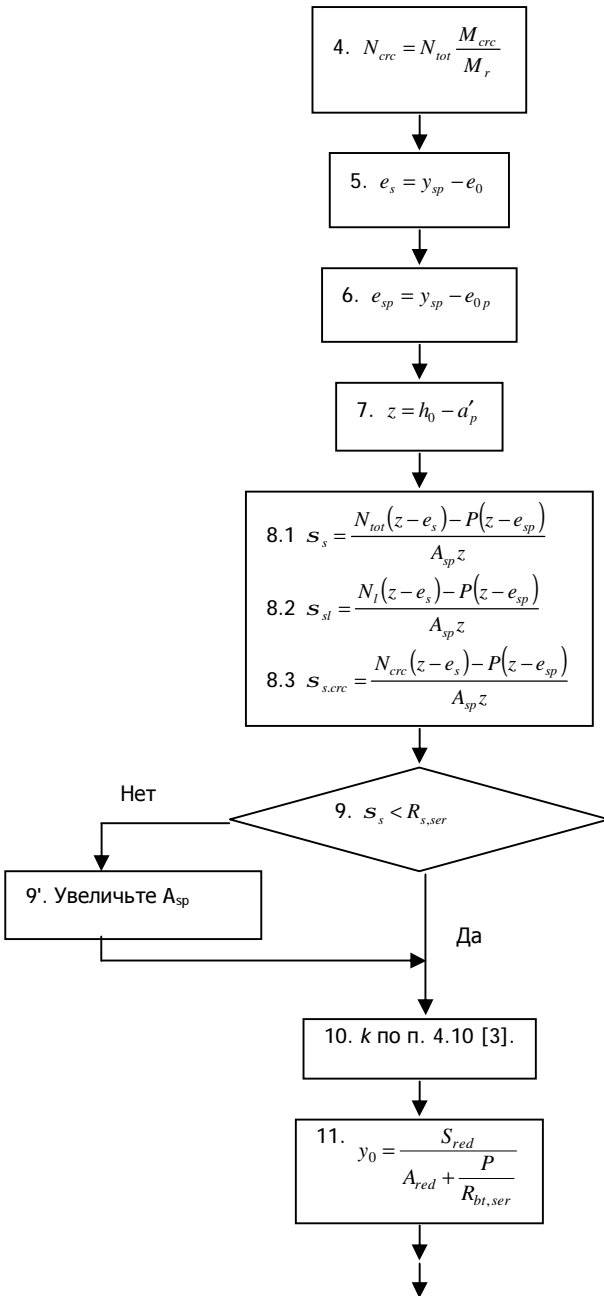


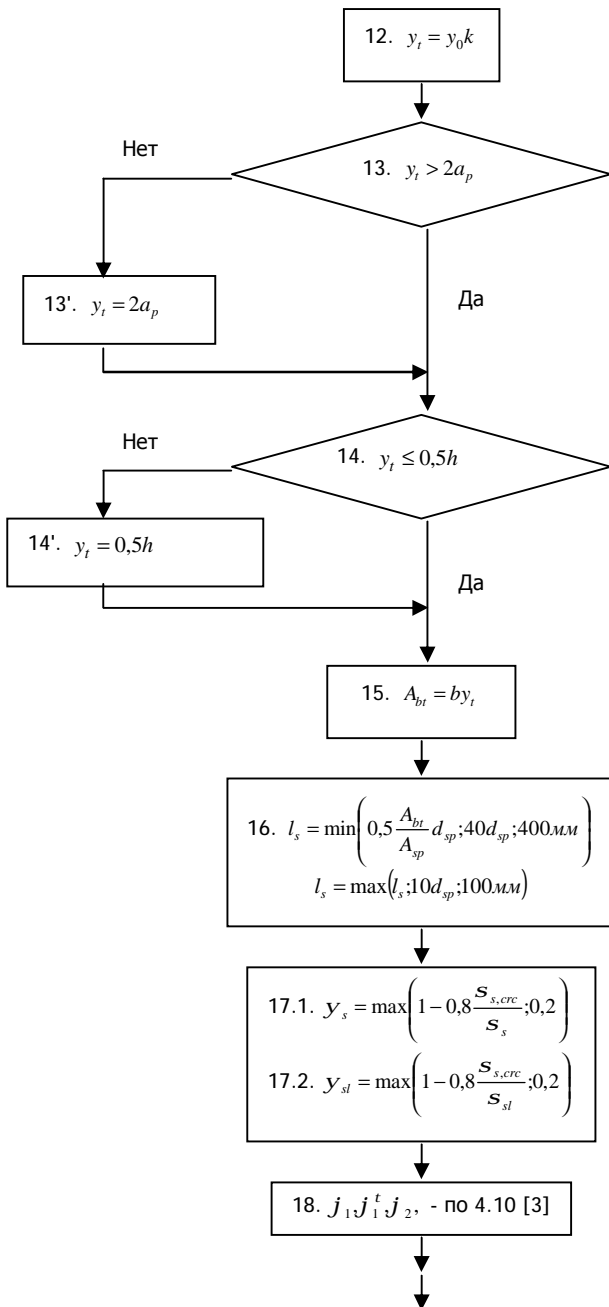


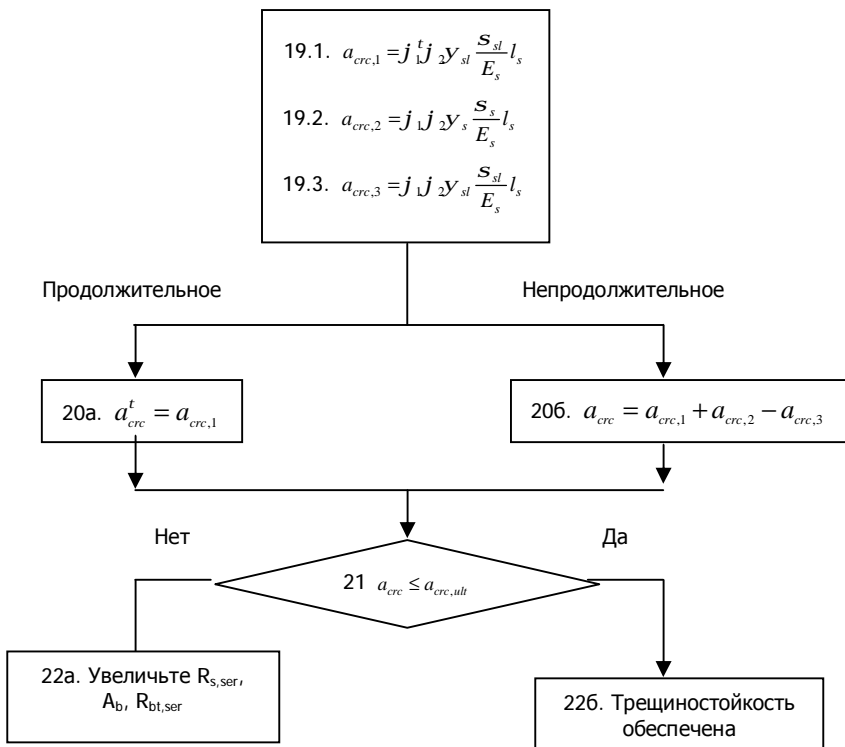
**Блок-схема 2.3.**

Расчет ПН нижнего пояса балки: раскрытие трещин.

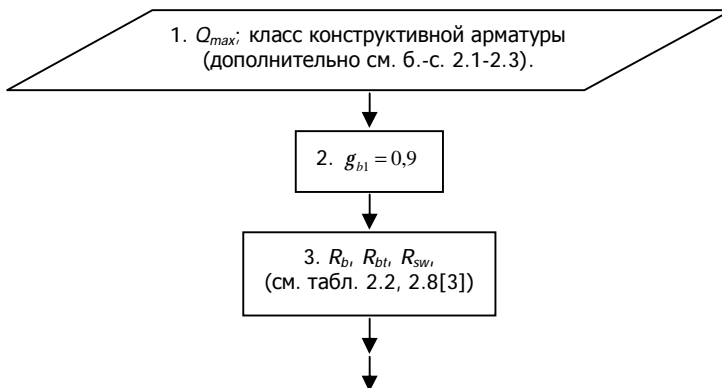


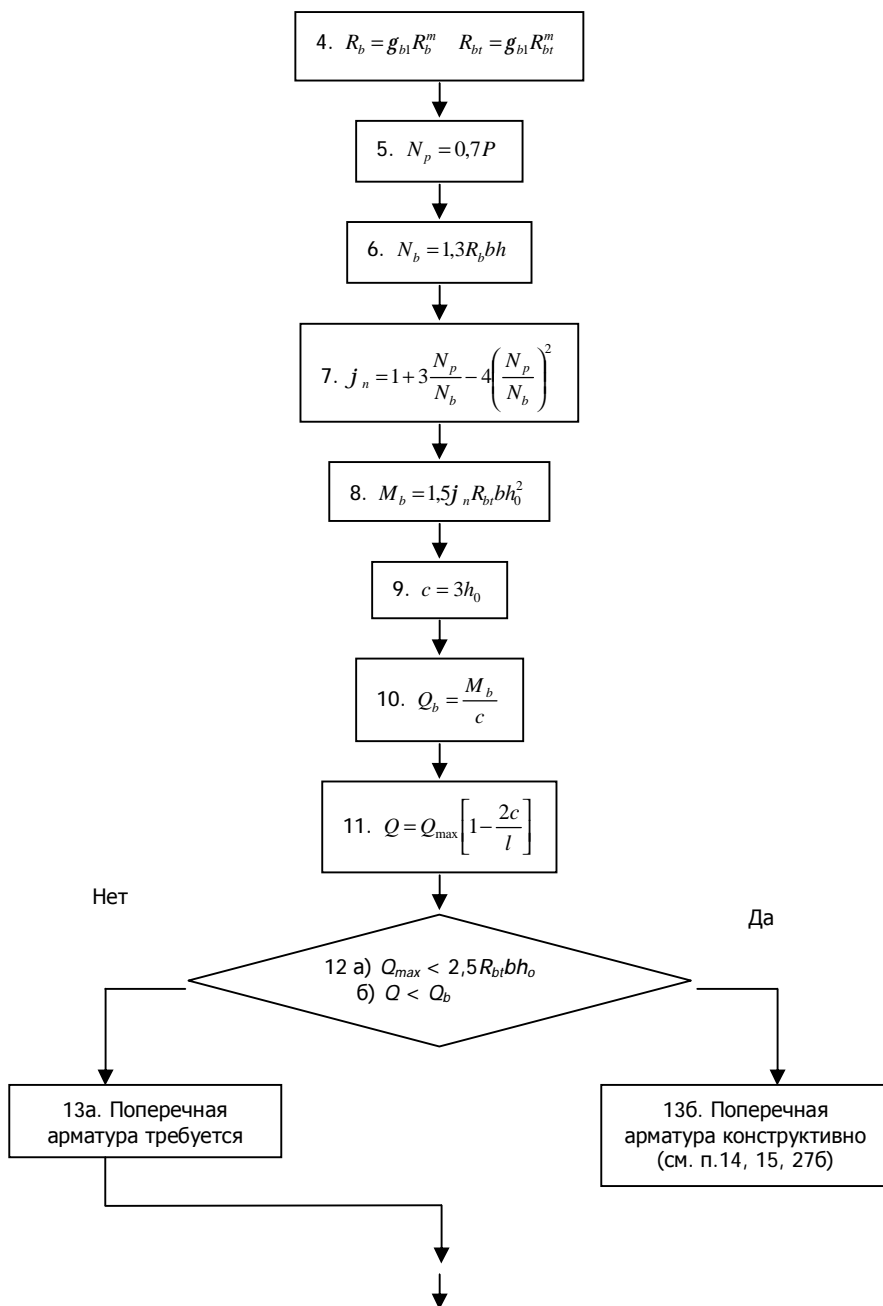


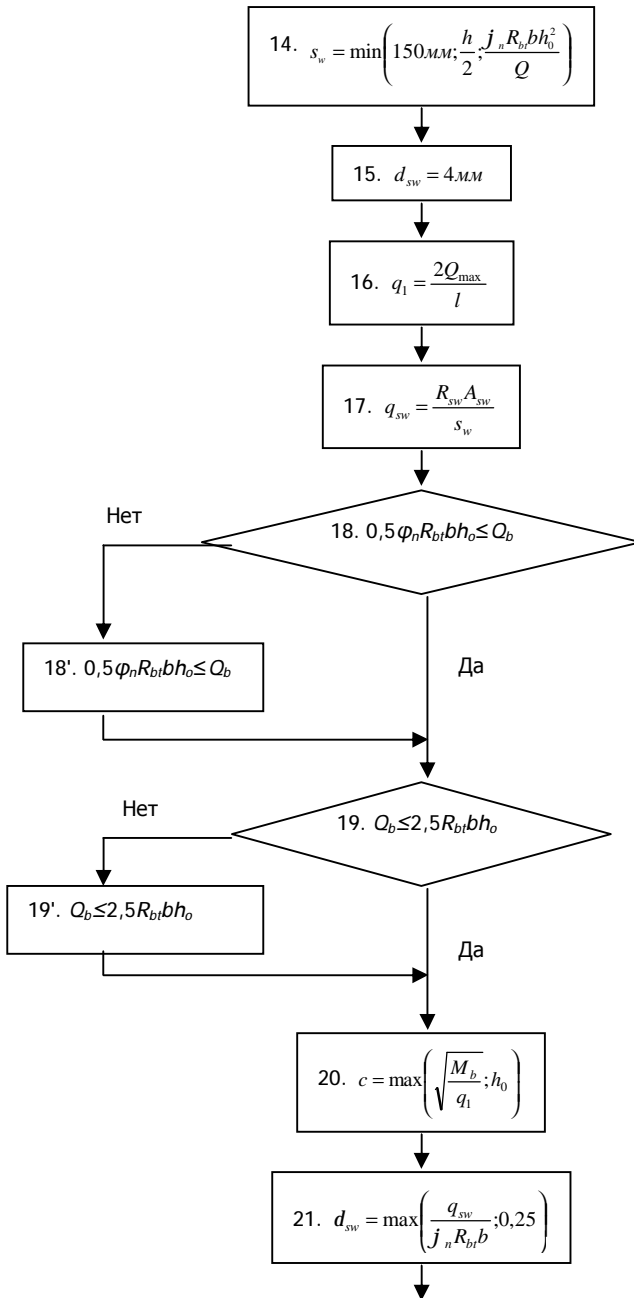


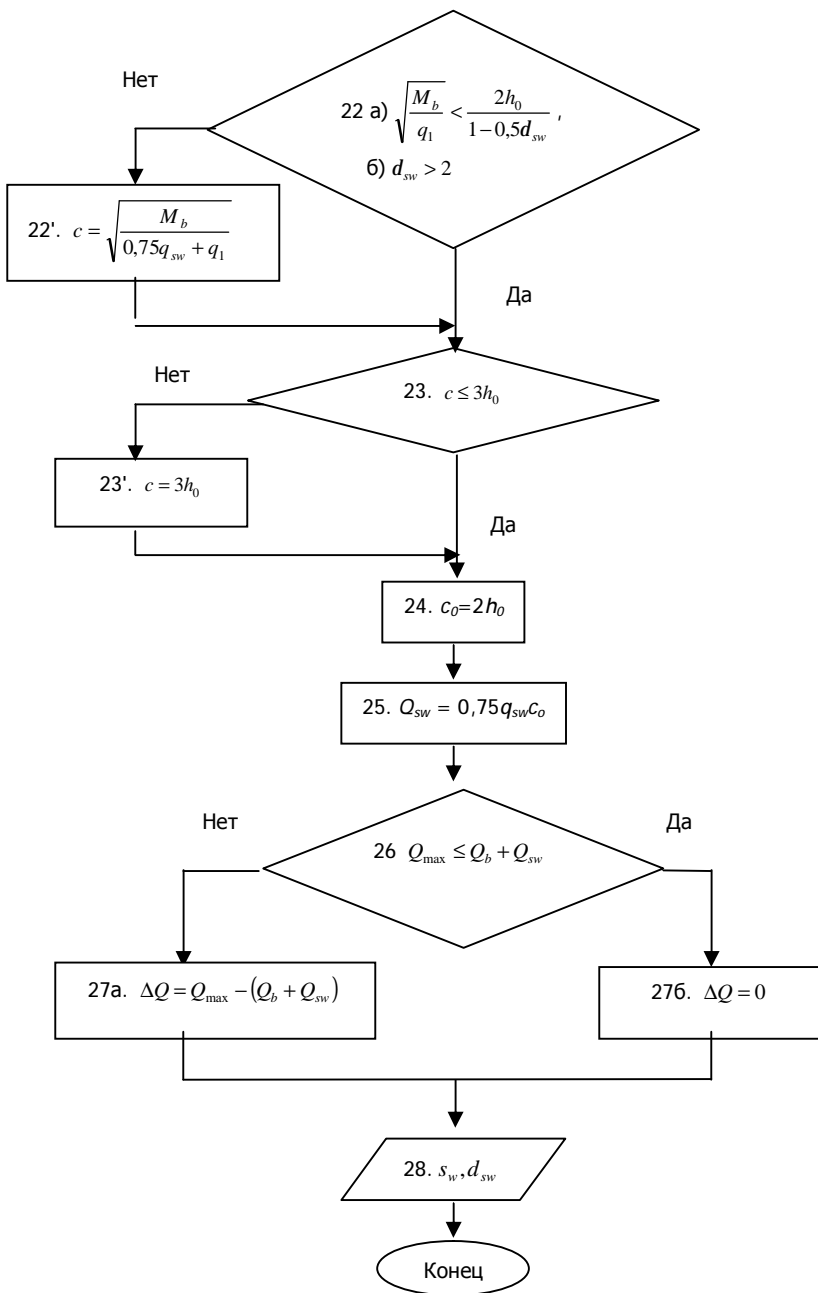


**Блок-схема 2.4.**  
Расчет ПН нижнего пояса балки: наклонное сечение.





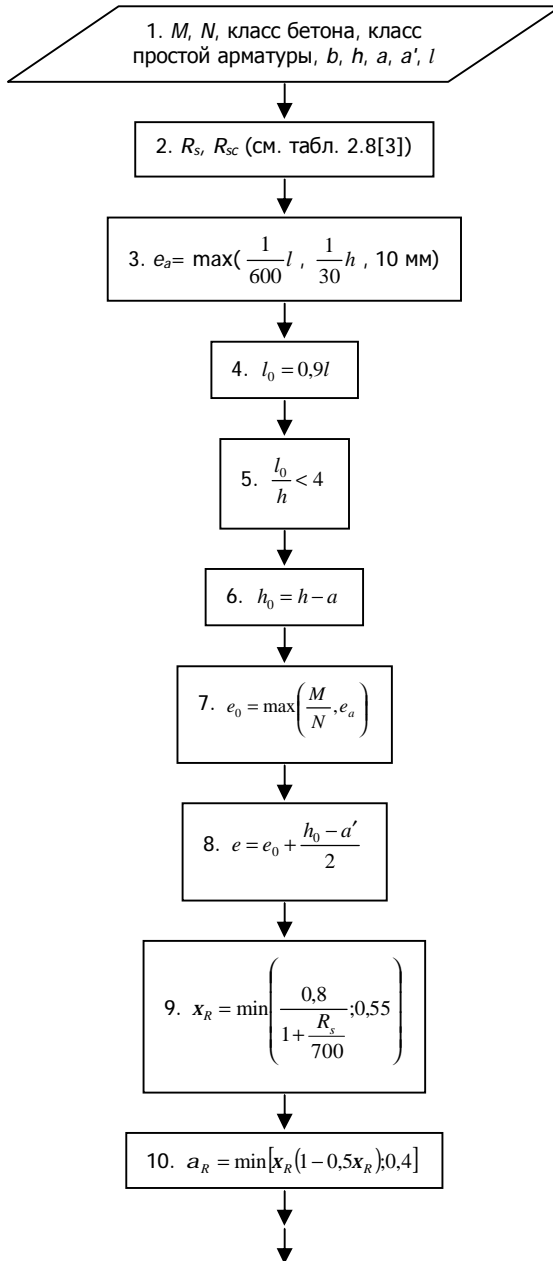


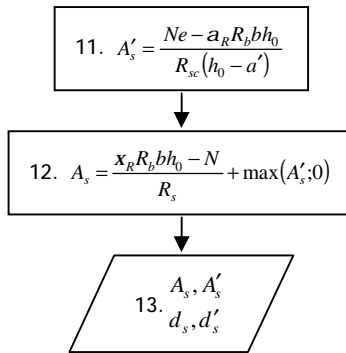


**Блок-схема 3.1**

Расчет верхнего пояса: по нормальному сечению.

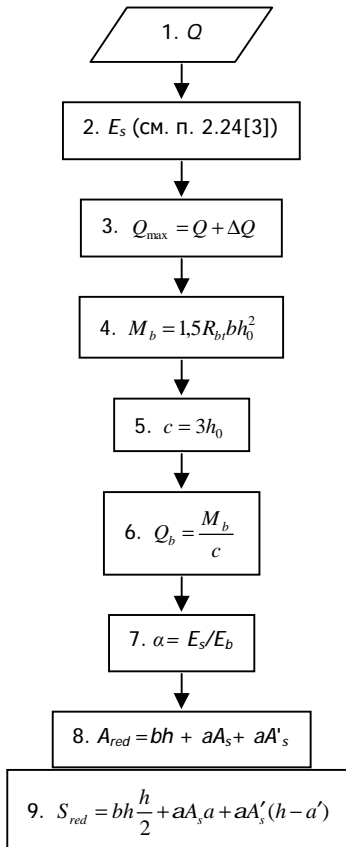


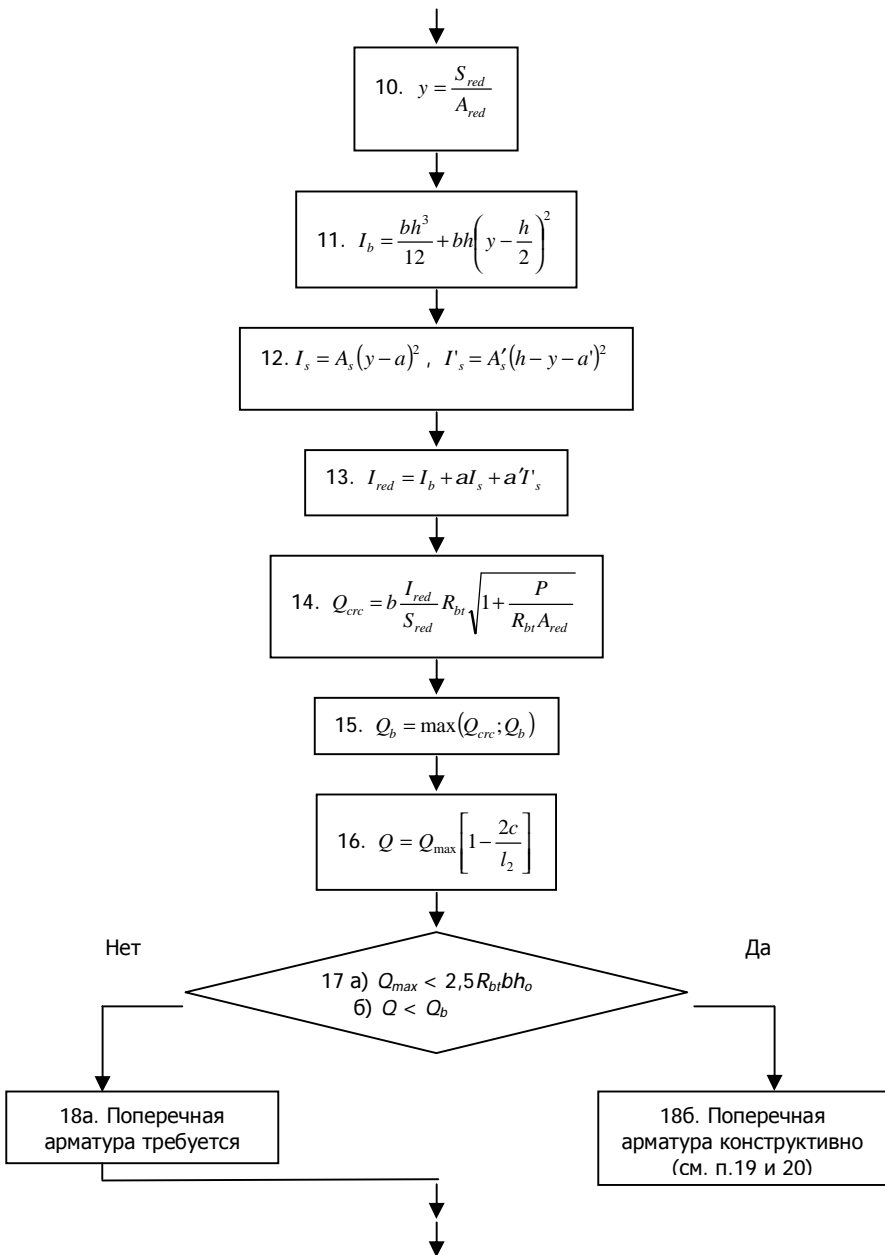


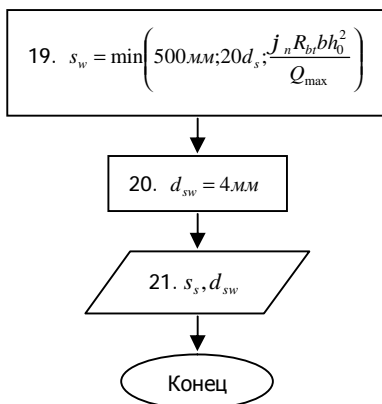


**Блок-схема 3.2**

Расчет верхнего пояса: по наклонному сечению.

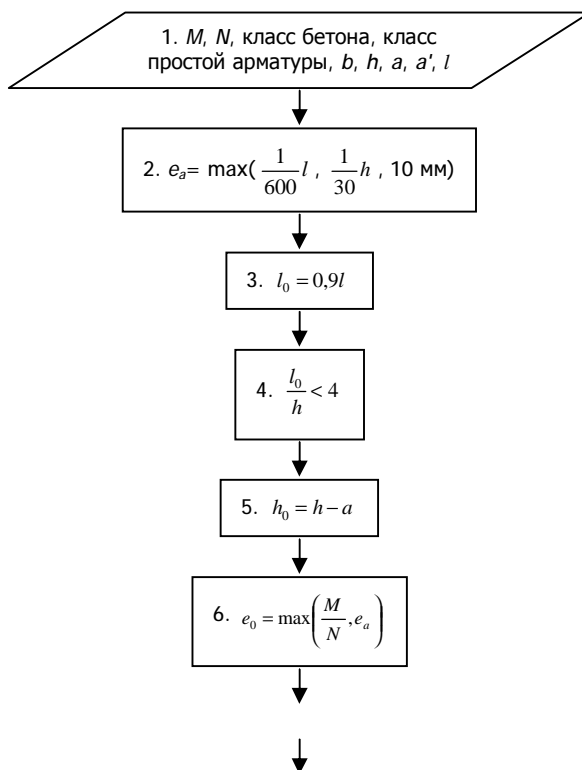


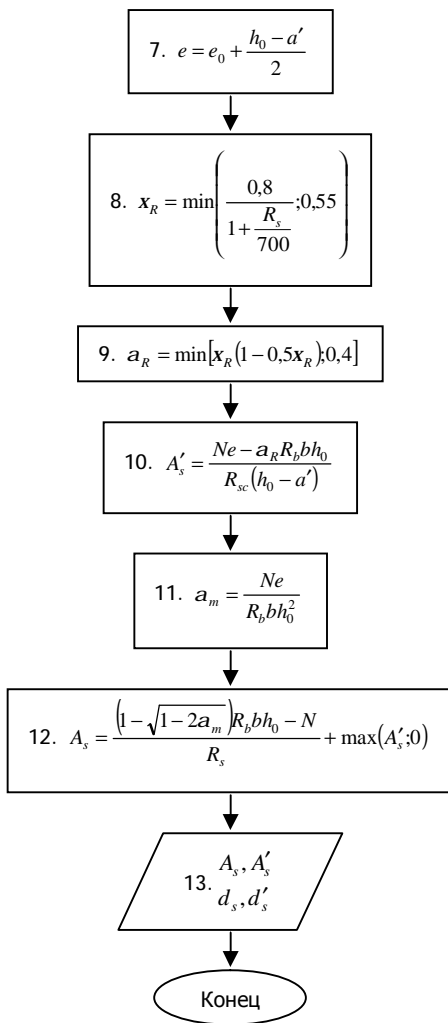




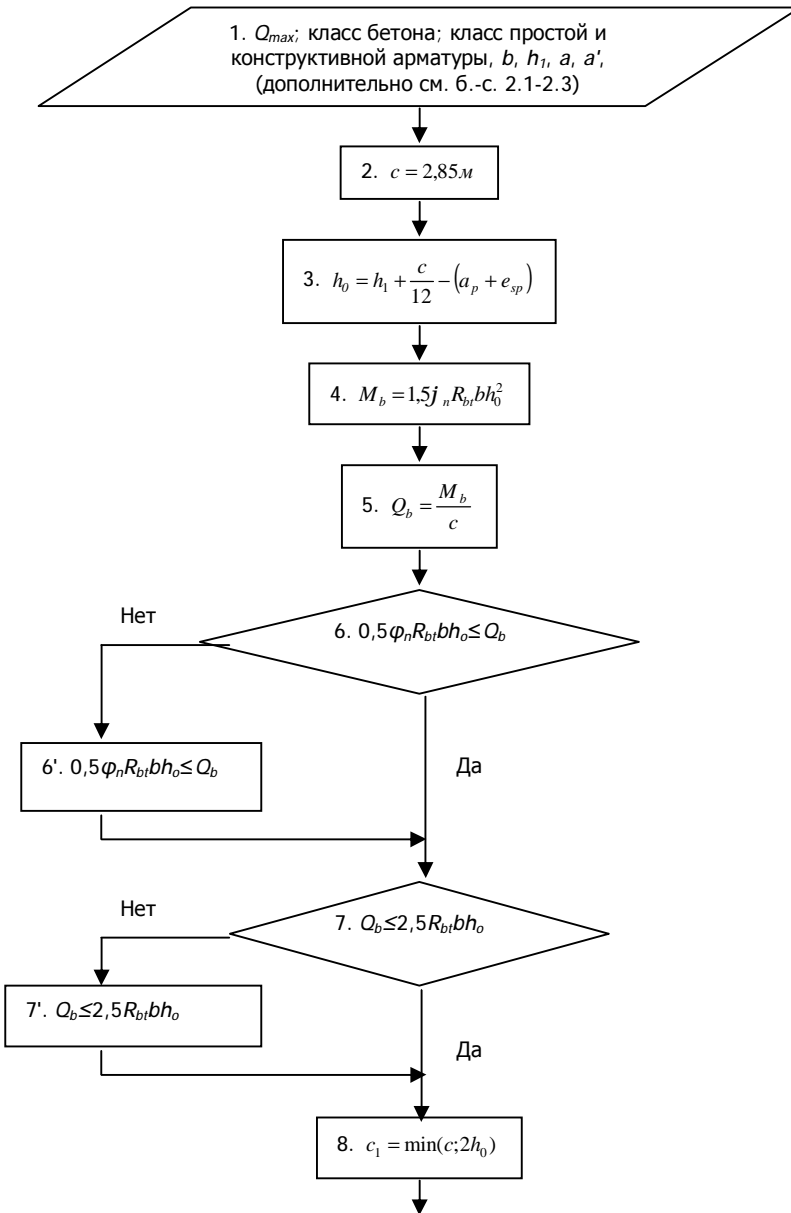
**Блок-схема 4**

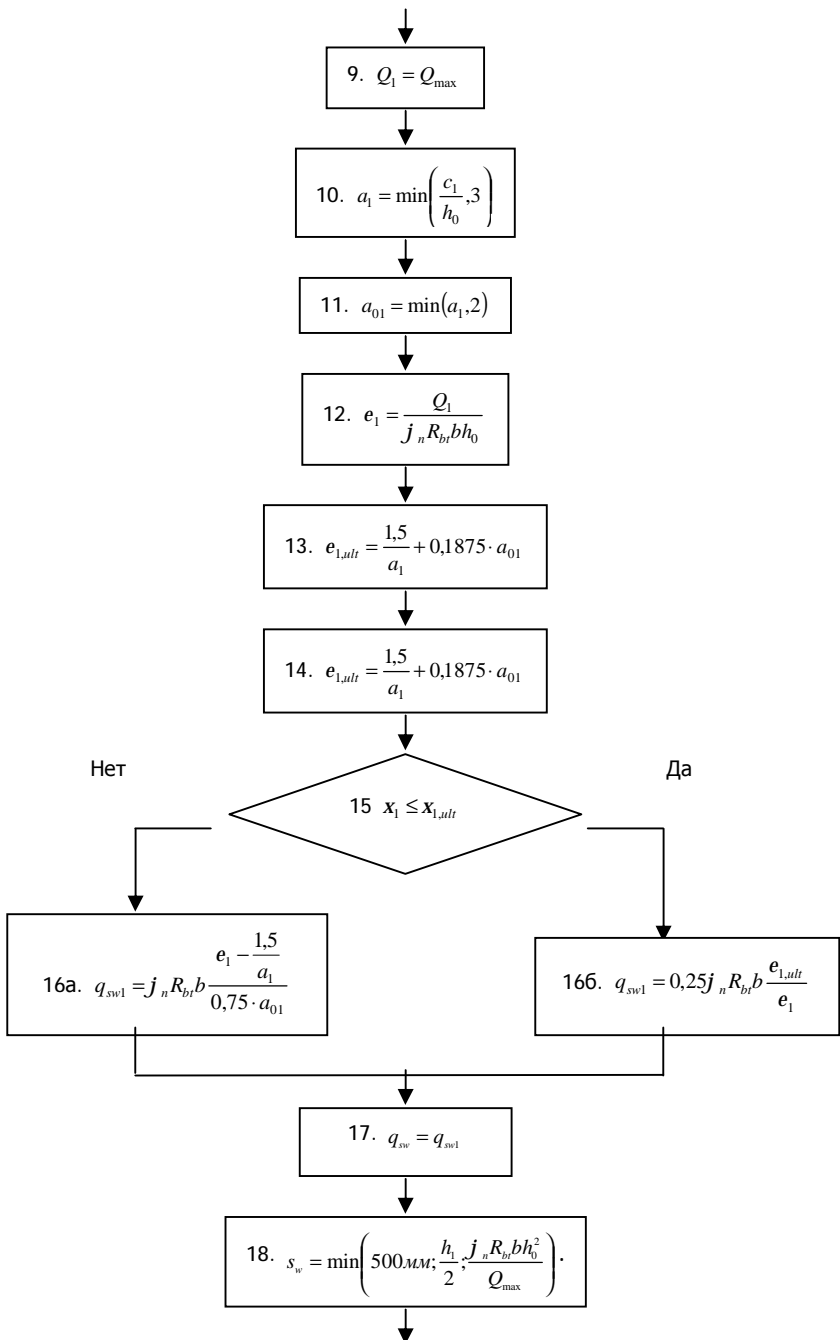
Расчет стоек

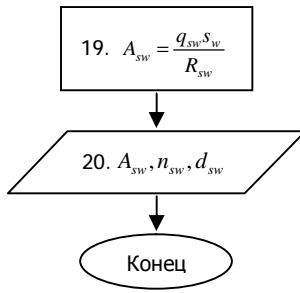




Расчет опорного узла









Пример расчета.

I. Расчетные сочетания усилий.

Для анализа напряженного состояния элементов решетчатой балки построим эпюры усилий  $N$ ,  $M$ ,  $Q$  от суммарного действия постоянной и снеговой нагрузки (снеговая I), как показано на рисунке 2.

Согласно эпюрам  $N$ ,  $M$  наиболее неблагоприятные сочетания усилий для расчета прочности нормальных сечений верхнего и нижнего поясов балки имеет в контуре сечения 3,4 и 11,12, а для расчета прочности наклонных сечений в поясах опасных будут сечения в контуре 1,2 и 9,10. Для конструктивного расчета стоек следует проанализировать напряженное состояние в сечениях 17-24 с учетом двух схем загрузки снеговой нагрузки. Так для стойки 17-18 наиболее опасным будет сечение 18 при первой схеме загрузки снеговой нагрузкой, а для стойки 23-24 – сечение 24 при второй схеме загрузки снеговой нагрузкой.

БДР18 . УРМ=L249 ; QMAX= 24088 КН

НОМЕР СЕЧЕНИЯ	УСИЛИЯ ОТ ПОСТОЯННОЙ И СНЕГОВЫХ НАГРУЗОК (СИЛЫ - В КН; МОМЕНТЫ - В КН.М)											
	ПОСТОЯННАЯ		ПОСТОЯННАЯ+СНЕГОВАЯ 1		ПОСТОЯННАЯ+СНЕГОВАЯ 2		ПОСТОЯННАЯ+СНЕГОВАЯ 3		ПОСТОЯННАЯ+СНЕГОВАЯ 4			
	N	M	Q	N	M	Q	N	M	Q	N	M	Q
1	-590.13	15.43	28.16	-920.86	24.07	43.94	-813.25	23.43	32.86	-	-	-
2	-590.13	35.28	28.16	-920.86	35.06	43.94	-813.25	46.60	32.86	-	-	-
3	-665.53	16.15	23.36	-1038.51	25.21	36.45	-903.73	23.34	28.11	-	-	-
4	-665.53	32.63	23.36	-1038.51	35.92	36.45	-903.73	43.16	28.11	-	-	-
5	-675.85	28.30	-16.33	-1056.18	44.18	-25.12	-900.33	41.95	-32.87	-	-	-
6	-675.85	16.95	-16.33	-1056.18	26.45	-25.12	-900.33	18.77	-32.87	-	-	-
7	-651.43	23.34	-15.22	-1016.51	36.42	-23.75	-843.55	33.81	-29.85	-	-	-
8	-651.43	12.61	-15.22	-1016.51	19.67	-23.75	-843.55	12.95	-29.85	-	-	-
9	585.71	3.13	19.05	913.96	4.88	29.72	807.69	5.43	23.06	-	-	-
10	585.71	16.46	19.05	913.96	25.68	29.72	807.69	21.37	23.06	-	-	-
11	661.25	2.48	17.36	1031.83	3.86	27.41	898.25	4.62	20.29	-	-	-
12	661.25	14.77	17.36	1031.83	23.05	27.41	898.25	18.82	20.29	-	-	-
13	675.89	10.71	-8.13	1054.68	16.71	-12.69	899.95	17.53	-18.64	-	-	-
14	675.89	5.02	-8.13	1054.68	7.93	-12.69	899.95	3.98	-18.64	-	-	-
15	650.38	9.53	-6.89	1014.88	14.87	-10.75	843.04	15.34	-17.21	-	-	-
16	650.38	4.71	-6.89	1014.88	7.35	-10.75	843.04	3.30	-17.21	-	-	-
17	-1.48	-5.96	75.54	-2.31	-9.31	117.88	-2.77	-7.13	90.55	-	-	-
18	-1.48	12.54	75.54	-2.31	19.57	117.88	-2.77	15.06	90.55	-	-	-
19	-25.69	-3.44	14.63	-40.09	-5.37	22.82	-38.93	-1.94	1.70	-	-	-
20	-25.69	1.97	14.63	-40.09	3.07	22.82	-38.93	-1.31	1.70	-	-	-
21	1.24	2.87	-25.49	1.94	4.49	-39.77	1.44	8.63	-35.90	-	-	-
22	1.24	-9.74	-25.49	1.94	-15.28	-39.77	1.44	-19.53	-35.90	-	-	-
23	13.78	0.00	0.00	21.50	0.00	0.00	17.64	5.94	-20.81	-	-	-
24	13.78	0.00	0.00	21.50	0.00	0.00	17.64	-6.96	-20.81	-	-	-

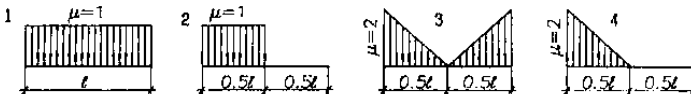


Рис. 1. Результаты автоматизированного статического расчета двускатной решетчатой балки БДР18.

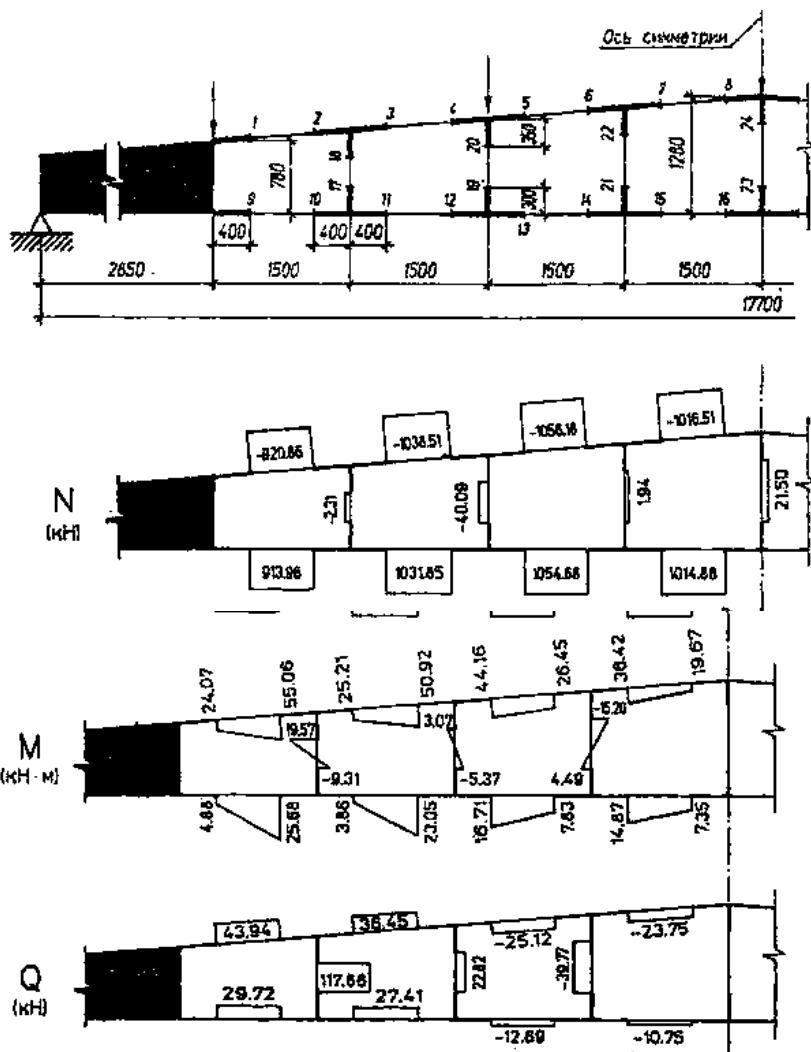


Рис. 2. Схема расположения сечений и эпюры в балке.

## II. Выбор типа опалубочной формы.

Примем третий тип опалубочной формы стропильной балки как для третьего снегового района строительства

### IIIа. Расчет нижнего ПН пояса: подбор арматуры.

1. Дано:

- расчетные усилия в сечении:  $N=1034,85$  кН,  $M=23,05$ кН·м;
- размеры поперечного сечения  $b=0,28$  м;  $h=0,3$  м;
- величина защитного слоя бетона  $a_p=a_p'=0,06$  м;
- класс ПН арматуры А600.

2.  $R_s=520$  МПа.

3. Рабочая высота сечения  $h_0 = 0,3 - 0,06 = 0,24$  м .

4. Эксцентриситет продольного усилия относительно центра тяжести сечения  $e_0 = \frac{23,05}{1034,85} = 0,022$  м .

5. Эксцентриситет продольного усилия относительно граней сечения соответственно верхней и нижней

$$e' = 0,022 + \frac{0,3}{2} - 0,06 = 0,112 \text{ м} , \quad e = -0,022 + \frac{0,3}{2} - 0,06 = 0,068 \text{ м} .$$

6. Коэффициент  $h = 1,1$ .

7. Площадь растянутой и сжатой арматуры

$$A_{sp} = \frac{1034,85 \cdot 0,112}{1,1 \cdot 520 \cdot 10^3 (0,24 - 0,06)} \cdot 10^6 = 1128 \text{ мм}^2 ,$$

$$A_{sp}' = \frac{1034,85 \cdot 0,068}{1,1 \cdot 520 \cdot 10^3 (0,24 - 0,06)} \cdot 10^6 = 680 \text{ мм}^2 .$$

8. Принимаем нижнюю арматуру  $3\emptyset 22A600$   $A_{sp} = 1140 \text{ мм}^2$  ,

$$d_{sp} = 22 \text{ мм} , \text{ а верхнюю } 2\emptyset 22A600 \quad A_{sp}' = 760 \text{ мм}^2 , \quad d_{sp}' = 22 \text{ мм} .$$

### IIIб. Расчет нижнего ПН пояса: образование трещин.

1. Дано:

- класс бетона В40;
- условия твердения – подвергнутый тепловлажностной обработке;
- способ натяжения арматуры – механический;
- средний коэффициент надежности по нагрузке  $\gamma_{fm}=1,249$ ;
- длина растянутого пояса  $l=18,0$  м

2. Нормативная прочность бетона при растяжении  $R_{bt,ser}=2,1$  МПа, модуль упругости бетона  $E_b=36000$  МПа, нормативная прочность арматуры  $R_{s,ser}=600$  МПа, модуль упругости арматуры  $E_s=200000$  МПа.

3. Назначаем величину предварительных напряжений

$$s_{sp} = 0,9 \cdot 600 = 540 \text{ МПа}$$

4. Коэффициент неблагоприятного влияния ПН  $g_{sp} = 0,9$ .

5. Величина предварительных напряжений

$$s_{sp} = s'_{sp} = 0,9 \cdot 540 = 486 \text{ МПа}$$

6. Потери от релаксации арматуры  $\Delta\sigma_{sp1} = 0,1 \cdot 486 - 20 = 28,6$  МПа.

7. Потери от перепада температуры при тепловлажностной обработки бетона  $\Delta\sigma_{sp2} = 1,25 \cdot 65 = 81,25$  МПа.

8. Потери от деформации стальной формы  $\Delta\sigma_{sp3} = 30$  МПа.

9. Потери от деформации анкеров  $\Delta s_{sp4} = \frac{0,002}{18+1} \cdot 200000 = 21,053 \text{ МПа}$

10. Первые суммарные потери

$$s_{los,1} = 28,6 + 81,25 + 30 + 21,053 = 160,903 \text{ МПа}$$

11.  $\varepsilon_{b,sh} = 0,00025$ .

12. Потери от усадки бетона  $\Delta\sigma_{sp5} = 0,00025 \cdot 200000 = 50$  МПа.

13. Коэффициент ползучести  $\varphi_{b,cr} = 1,4$ .

14. Коэффициент приведения арматуры к бетону  $\alpha = E_s/E_b = 200000/36000 = 5,556$ .

15. Коэффициент армирования сечения  $m_{sp} = \frac{1140+760}{0,28 \cdot 0,3} \cdot 10^{-6} = 0,022$ .

16. Усилие предварительного обжатия с учетом первых потерь  $P_{(1)} = (1140+760) \cdot (486 - 160,903) \cdot 10^{-3} = 588,159$  кН.

17. Приведенная площадь сечения  $A_{red} = 0,28 \cdot 0,3 + 5,556 \cdot 1140 \cdot 10^{-6} + 5,556 \cdot 760 \cdot 10^{-6} = 0,094$  м<sup>2</sup>.

18. Приведенный статический момент

$$S_{red} = 0,28 \cdot 0,3 \cdot \frac{0,3}{2} + 5,556 \cdot 1140 \cdot 10^{-6} \cdot 0,06 + 5,556 \cdot 1140 \cdot 10^{-6} \cdot (0,3 - 0,06) = 0,014 \text{ м}^3$$

19. Центр тяжести приведенного сечения относительно наиболее растянутой грани  $y = \frac{0,014}{0,094} = 0,148 \text{ м}$ .

20. Момент инерции бетонного сечения

$$I_b = \frac{0,28 \cdot 0,3^3}{12} + 0,28 \cdot 0,3 \left( 0,148 - \frac{0,3}{2} \right)^2 = 6,305 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4$$

21. Момент инерции нижней и верхней арматуры

$$I_{sp} = 1140 \cdot 10^{-6} (0,148 - 0,06)^2 = 8,663 \cdot 10^{-6} \text{ м}^4$$

$$I'_{sp} = 760 \cdot 10^{-6} (0,3 - 0,148 - 0,06)^2 = 5,809 \cdot 10^{-6} \text{ м}^4$$

22. Приведенный момент инерции сечения

$$I_{red} = 6,305 \cdot 10^{-4} + 5,556 \cdot 8,663 \cdot 10^{-6} + 5,556 \cdot 5,809 \cdot 10^{-6} = 7,109 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4$$

23. Расстояние от ц.т. приведенного сечения до ц.т. арматуры соответственно нижней и верхней  $y_{sp} = 0,148 - 0,06 = 0,088 м$ ,

$$y'_{sp} = 0,3 - 0,148 - 0,06 = 0,092 м$$

24. Эксцентриситет усилия обжатия с учетом первых потерь

$$e_{opl} = \frac{0,088 \cdot 1140 - 0,092 \cdot 760}{1140 + 760} = 0,02 м$$

25. Напряжения в бетоне на уровне ц.т. нижней и верхней арматуры  $s_{bp} = \left( \frac{588,159}{0,094} + \frac{588,159 \cdot 0,02 \cdot 0,088}{7,109 \cdot 10^{-4}} \right) \cdot 10^{-3} = 7,696 МПа$ ,

$$s'_{bp} = \left( \frac{588,159}{0,094} - \frac{588,159 \cdot 0,02 \cdot 0,092}{7,109 \cdot 10^{-4}} \right) \cdot 10^{-3} = 4,733 МПа$$

26. Потери от ползучести бетона

$$\Delta s_{sp6} = \frac{0,8 \cdot 1,4 \cdot 5,556 \cdot 7,696}{1 + 5,556 \cdot 0,022 \cdot \left( 1 + \frac{0,02 \cdot 0,088 \cdot 0,094}{7,109 \cdot 10^{-6}} \right) (1 + 8 \cdot 1,4)} = 36,493 МПа$$

$$\Delta s'_{sp6} = \frac{0,8 \cdot 1,4 \cdot 5,556 \cdot 4,733}{1 + 5,556 \cdot 0,022 \cdot \left( 1 - \frac{0,02 \cdot 0,092 \cdot 0,094}{7,109 \cdot 10^{-6}} \right) (1 + 8 \cdot 1,4)} = 24,707 МПа$$

27. Вторые суммарные потери в верхней и нижней арматуре .  
 $s_{los,2} = 50 + 36,493 = 86,493 МПа$ ,  $s'_{los,2} = 50 + 24,707 = 74,707 МПа$

28.  $s_{bp} > 0$ , т.е. потери от ползучести следует учитывать.

$$29. s_{los,1} + s_{los,2} = 247,396 > 100 МПа$$

30. ПН с учетом всех потерь

$$s_{sp2} = 486 - (160,903 + 86,493) = 238,604 МПа$$

$$s'_{sp2} = 486 - (160,903 + 74,707) = 238,604 МПа$$

31. Коэффициент учета пластичности  $\gamma = 1,3$ .

32. Упругий момент сопротивления приведенного сечения

$$W_{red} = \frac{7,109 \cdot 10^{-4}}{0,148} = 4,816 \cdot 10^{-3} м^3$$

$$33. \text{Ядровое расстояние } r = \frac{4,816 \cdot 10^{-3}}{0,094} = 51,202 \cdot 10^{-3} м$$

34. Усилие обжатия с учетом всех потерь  $P = (1140 \cdot 238,604 + 760 \cdot 250,39) \cdot 10^{-3} = 439,701 кН$ .

35. Эксцентриситет усилия обжатия с учетом всех потерь

$$e_{0p} = \frac{1140 \cdot 238,604 \cdot 0,088 - 760 \cdot 250,39 \cdot 0,092}{439,701} 10^{-3} = 0,018 \text{ м} .$$

36. Момент трещиностойкости

$$M_{crc} = 1,3 \cdot 2,1 \cdot 4,816 + 439,701 \cdot (0,018 + 0,051) = 43,507 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

37. Нормативное усилие от постоянной и полной снеговой нагрузки

$$N_{tot} = \frac{1034,89}{1,249} = 828,543 \text{ кН}$$

38. Момент усилия  $N_{tot}$  относительно ядровой точки

$$M_r = 828,543 \cdot (0,022 + 0,051) = 60,878 \text{ кН}$$

39. Проверка трещиностойкости  $M_{crc} < M_r$ .

40б. Трещины образуются, требуется расчет по их раскрытию.

### IIIв. Расчет нижнего ПН пояса: раскрытие трещин.

1. Дано:

- усилие от постоянной нагрузки  $N_g = 661,25$  кН;

- предельно допустимая ширина неперодолжительного раскрытия трещины  $a_{crc,ult} = 0,4 \text{ мм}$  ;

- предельно допустимая ширина неперодолжительного раскрытия трещины  $a_{crc,ult}^t = 0,3 \text{ мм}$  .

2. Коэффициент, учитывающий долю длительной составляющей снеговой нагрузки  $k_l = 0,5$  .

3. Длительнодействующая продольная сила

$$N_l = \frac{661,25 + (1034,89 - 661,25) \cdot 0,5}{1,249} = 678,983 \text{ кН}$$

4. Значение продольной силы в момент образования трещины

$$N_{crc} = 828,543 \cdot \frac{43,507}{60,878} = 592,121 \text{ кН} .$$

5. Расстояние от ц.т. приведенного сечения до точки приложения продольной силы  $e_s = 0,088 - 0,022 = 0,065 \text{ м}$  .

6. Расстояние от ц.т. приведенного сечения до точки приложения усилия обжатия  $P$   $e_s = 0,088 - 0,018 = 0,07 \text{ м}$  .

7. Плечо внутренней пары сил  $z = 0,24 - 0,06 = 0,18 \text{ м}$  .

8.1. Напряжения в растянутой арматуре от усилия  $N_{tot}$

$$s_s = \frac{828,543 \cdot (0,18 - 0,065) - 439,701 \cdot (0,18 - 0,07)}{1140 \cdot 10^{-6} \cdot 0,18} \cdot 10^{-3} = 229,071 \text{ МПа} .$$

8.2. Напряжения в растянутой арматуре от усилия  $N_i$

$$s_s = \frac{678,983 \cdot (0,18 - 0,065) - 439,701 \cdot (0,18 - 0,07)}{1140 \cdot 10^{-6} \cdot 0,18} \cdot 10^{-3} = 144,652 \text{ МПа}.$$

8.3. Напряжения в растянутой арматуре от усилия  $N_{crc}$

$$s_s = \frac{592,121 \cdot (0,18 - 0,065) - 439,701 \cdot (0,18 - 0,07)}{1140 \cdot 10^{-6} \cdot 0,18} \cdot 10^{-3} = 95,622 \text{ МПа}.$$

9. Проверка  $s_s < R_{s,ser}$  т.е. прочность нижней арматуры на разрыв обеспечена.

10. Поправочный коэффициент, учитывающий пластичность  $k=0,9$ .

11. Высота растянутой зоны как для упругого материала

$$y_0 = \frac{0,014}{0,094 + \frac{439,701}{2,1 \cdot 10^3}} = 0,046 \text{ м}.$$

12. Высота растянутой зоны с учетом пластичности

$$y_i = 0,046 \cdot 0,9 = 0,041 \text{ м}.$$

13.  $y_i < 2a_p = 2 \cdot 0,06 = 0,12 \text{ м}$

13'.  $y_i = 2a_p = 0,12 \text{ м}.$

14.  $y_i \leq 0,5h = 0,5 \cdot 0,3 = 0,15 \text{ м}.$

15. Площадь сечения растянутого бетона  $A_{br} = 0,28 \cdot 0,12 = 0,034 \text{ м}^2$

16. Базовое расстояние между трещинами

$$l_s = \min \left( 0,5 \cdot \frac{0,034}{1140 \cdot 10^{-6}} \cdot 0,022 = 0,328; 40 \cdot 0,0022 = 0,88; 400 \text{ мм} \right) = 0,328 \text{ м},$$

$$l_s = \max(0,328; 10 \cdot 0,022 = 0,22; 100 \text{ мм}) = 0,328 \text{ м}.$$

17.1. Коэффициент совместной работы бетона и арматуры при полной нагрузке  $\gamma_s = \max \left( 1 - 0,8 \cdot \frac{95,622}{229,071} = 0,666; 0,2 \right) = 0,666.$

17.. Коэффициент совместной работы бетона и арматуры при постоянной и временной длительной нагрузке

$$\gamma_{st} = \max \left( 1 - 0,8 \cdot \frac{95,62}{144,652} = 0,471; 0,2 \right) = 0,471.$$

18. Опытные коэффициенты  $j_1 = 1, j_1^t = 1,4, j_2 = 0,5.$

19.1. Ширина раскрытия трещин от длительного действия постоянных и временных длительных нагрузок

$$a_{cr,1} = 1,4 \cdot 0,5 \cdot 0,471 \cdot \frac{144,652}{2000000} \cdot 0,328 \cdot 10^3 = 0,078 \text{ мм}.$$

19.2. Ширина раскрытия трещин от кратковременного действия полной нагрузки  $a_{cre,1} = 1 \cdot 0,5 \cdot 0,471 \cdot \frac{229,071}{2000000} \cdot 0,328 \cdot 10^3 = 0,125 \text{ мм}$ .

19.3. Ширина раскрытия трещин от кратковременного действия постоянных и временных длительных нагрузок

$$a_{cre,1} = 1 \cdot 0,5 \cdot 0,471 \cdot \frac{144,652}{2000000} \cdot 0,328 \cdot 10^3 = 0,056 \text{ мм}.$$

20а. Продолжительная ширина раскрытия трещин

$$a_{cre}^t = a_{cre,1} = 0,078 \text{ мм}$$

20б. Непродолжительная ширина раскрытия трещин

$$a_{cre} = 0,078 + 0,125 - 0,056 = 0,147 \text{ мм}$$

$$21. a_{cre} < a_{cre,ult}, a_{cre}^t < a_{cre,ult}^t$$

22. Трещиностойкость обеспечена.

IIIг. Расчет нижнего ПН пояса: наклонное сечение.

1. Дано:

- максимальная поперечная сила на опоре  $Q_{max} = 29,72 \text{ кН}$ ,
- класс конструктивной арматуры В500.

2. Коэффициент учета влияния длительной нагрузки на прочность бетона  $g_{b1} = 0,9$ .

3. Табличные значения прочности бетона при сжатии  $R_b = 22,0 \text{ МПа}$ , при растяжении  $R_{bt} = 1,4 \text{ МПа}$ , прочность конструктивной арматуры на срез  $R_{sw} = 300 \text{ МПа}$ .

4. Прочность бетона с учетом длительности действия нагрузки  $R_b = 0,9 \cdot 22,0 = 19,8 \text{ МПа}$   $R_{bt} = 0,9 \cdot 1,4 = 1,26 \text{ МПа}$ .

$$5. N_p = 0,7 \cdot 439,701 = 307,791 \text{ кН}$$

$$6. N_b = 1,3 \cdot 19,8 \cdot 10^3 \cdot 0,24 \cdot 0,3 = 2162 \text{ кН}$$

7. Коэффициент учета предварительного обжатия в наклонном сечении  $j_n = 1 + 3 \cdot \frac{307,971}{2162} - 4 \left( \frac{307,971}{2162} \right)^2 = 1,346$

8. Момент в наклонном сечении, воспринимаемый бетоном  $M_b = 1,5 \cdot 1,346 \cdot 1,26 \cdot 10^3 \cdot 0,28 \cdot 0,24^2 = 41,029 \text{ кН} \cdot \text{м}$

9. Длина проекции наклонного сечения  $c = 3 \cdot 0,28 = 0,72 \text{ м}$

10. Поперечная сила воспринимаемая бетоном

$$Q_b = \frac{41,029}{0,72} = 56,984 \text{ кН}$$



11. Поперечная сила в конце наклонного сечения

$$Q = 29,72 \cdot \left[ 1 - \frac{2 \cdot 0,72}{18,0} \right] = 27,342 \text{ кН}$$

12. Проверка условий а)  $Q_{max} = 29,72 < 2,5 R_{bt} b h_0 = 2,5 \cdot 1,26 \cdot 10^3 \cdot 0,28 \cdot 0,3 = 211,68 \text{ кН}$  и б)  $Q = 27,342 < Q_b = 56,984$ .

136. Поперечная арматура устанавливается конструктивно.

14. Конструктивный шаг поперечных стержней

$$s_w = \min \left( 150 \text{ мм}; \frac{h}{2} = 0,15; \frac{1,346 \cdot 1,26 \cdot 10^3 \cdot 0,24 \cdot 0,24^2}{27,342} = 1 \right) = 0,15 \text{ м}$$

15. Конструктивный диаметр поперечных стержней  $d_{sw} = 4 \text{ мм}$

276.  $\Delta Q = 0$

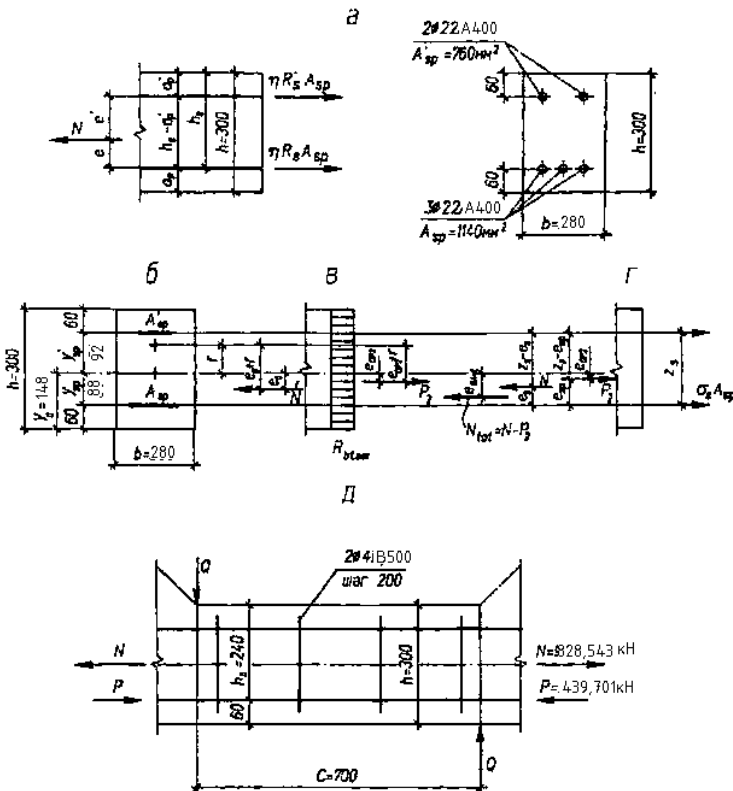


Рис. 3. К расчету сечений нижнего пояса балки.

а – для определения площади сечения продольной арматуры; б – к расчету геометрических характеристик приведенного сечения; в – к проверке образования трещин; д – к расчету прочности по наклонным сечениям.

#### IVa. Расчет верхнего пояса: подбор арматуры.

1. Дано:

- расчетные усилия в сечении:  $N=1038,51$  кН,  $M=50,92$  кН·м;
- размеры поперечного сечения  $b=0,28$  м;  $h=0,42$  м;
- величина защитного слоя бетона  $a=a'=0,04$  м;
- класс простой арматуры А400,
- длина панели верхнего пояса  $l=1,5$  м.

2.  $R_s = R_{sc} = 355$  МПа.

3. Величина случайного эксцентриситета  $e_a = \max\left(\frac{1}{600} \cdot 1,5 = 0,0025, \right.$

$\left. \frac{1}{30} \cdot 0,42 = 0,014, 10 \text{ мм}\right) = 0,014 \text{ м.}$

4. Расчетная длина панели верхнего пояса  $l_0 = 0,9 \cdot 1,5 = 1,35 \text{ м}$

5.  $\frac{l_0}{h} = 3,214 < 4$ , т.е. прогиб не учитываем.

6. Рабочая высота сечения  $h_0 = 0,42 - 0,04 = 0,38 \text{ м.}$

7. Эксцентриситет продольного усилия относительно центра тяжести сечения  $e_0 = \frac{50,92}{1038,51} = 0,049 \text{ м.}$

8. Эксцентриситет продольного усилия относительно растянутой грани сечения  $e = 0,049 + \frac{0,42 - 0,04}{2} = 0,219 \text{ м.}$

9. Граничная высота сжатой зоны

$$x_R = \min\left(\frac{0,8}{1 + \frac{355}{700}} = 0,531; 0,55\right) = 0,531$$

10. Предельный относительный момент

$$a_R = \min[0,531 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,531); 0,4] = 0,39$$

11. Площадь сжатой арматуры

$$A'_s = \frac{1038,51 \cdot 0,219 - 0,39 \cdot 19,8 \cdot 10^3 \cdot 0,28 \cdot 0,38^2}{355 \cdot 10^3 \cdot (0,38 - 0,04)} \cdot 10^6 = -701,672 \text{ мм}^2.$$

12. Площадь растянутой арматуры

$$A_s = \frac{0,531 \cdot 19,8 \cdot 10^3 \cdot 0,28 \cdot 0,38 - 1038,51}{355 \cdot 10^3} \cdot 10^6 + 0 = 224,645 \text{ мм}^2.$$

13. Принимаем нижнюю арматуру  $2\emptyset 12A400$   $A_s = 226\text{мм}^2$ ,  
 $d_s = 10\text{мм}$ , а верхнюю  $2\emptyset 10A400$   $A'_s = 157\text{мм}^2$ ,  $d'_s = 10\text{мм}$ .

#### IVб. Расчет верхнего пояса: наклонное сечение.

1. Дано:

- поперечная сила  $Q = 43,94$  кН,

2. Модуль упругости простой арматуры А400  $E_s = 200000$  МПа.

3. Максимальная поперечная сила в наклонном сечении

$$Q_{\max} = 43,94 + 0 = 43,94\text{кН}.$$

4. Момент в наклонном сечении, воспринимаемый бетоном

$$M_b = 1,5 \cdot 1,26 \cdot 10^3 \cdot 0,28 \cdot 0,38^2 = 76,416\text{кН} \cdot \text{м}$$

5. Длина проекции наклонного сечения  $c = 3 \cdot 0,38 = 1,14\text{м}$

6. Поперечная сила воспринимаемая бетоном

$$Q_b = \frac{76,416}{1,14} = 67,032\text{кН}$$

7. Коэффициент приведения арматуры к бетону  $\alpha = E_s/E_b = 200000/36000 = 5,556$ .

8. Приведенная площадь сечения  $A_{red} = 0,28 \cdot 0,42 + 5,556 \cdot 157 \cdot 10^{-6} + 5,556 \cdot 157 \cdot 10^{-6} = 0,119$  м<sup>2</sup>.

9. Приведенный статический момент

$$S_{red} = 0,28 \cdot 0,42 \cdot \frac{0,42}{2} + 5,556 \cdot 157 \cdot 10^{-6} \cdot 0,04 + 5,556 \cdot 157 \cdot 10^{-6} \cdot (0,42 - 0,04) = 0,025\text{м}^3$$

10. Центр тяжести приведенного сечения относительно наиболее растянутой грани  $y = \frac{0,025}{0,119} = 0,21\text{м}$ .

11. Момент инерции бетонного сечения

$$I_b = \frac{0,28 \cdot 0,42^3}{12} + 0,28 \cdot 0,42 \left( 0,21 - \frac{0,42}{2} \right)^2 = 1,729 \cdot 10^{-3}\text{м}^4.$$

12. Момент инерции нижней и верхней арматуры

$$I_s = 226 \cdot 10^{-6} (0,21 - 0,04)^2 = 6,49 \cdot 10^{-6}\text{м}^4,$$

$$I'_s = 157 \cdot 10^{-6} (0,42 - 0,21 - 0,04)^2 = 4,537 \cdot 10^{-6}\text{м}^4$$

13. Приведенный момент инерции сечения

$$I_{red} = 1,729 \cdot 10^{-3} + 5,556 \cdot 6,49 \cdot 10^{-6} + 5,556 \cdot 4,537 \cdot 10^{-6} = 1,79 \cdot 10^{-3}\text{м}^4$$

14. Поперечная сила воспринимаемая бетоном до образования

$$Q_{crc} = 0,28 \frac{1,285 \cdot 10^{-3}}{0,018} \cdot 1,26 \cdot 10^3 \sqrt{1 + \frac{439,701}{1,26 \cdot 10^3 \cdot 0,119}} = 49,829 \text{ кН}$$

15. Уточненная поперечная сила воспринимаемая бетоном  
 $Q_b = \max(49,829; 67,032) = 67,032 \text{ кН}$

16. Поперечная сила в конце наклонного сечения

$$Q = 43,94 \cdot \left[ 1 - \frac{2 \cdot 1,14}{18,0} \right] = 38,374 \text{ кН}$$

17. Проверка условий а)  $Q_{max} = 38,374 < 2,5 R_{bt} b h_0 = 2,5 \cdot 1,26 \cdot 10^3 \cdot 0,28 \cdot 0,42 = 335,16 \text{ кН}$  и б)  $Q = 38,374 < Q_b = 67,032$ .

186. Поперечная арматура устанавливается конструктивно.

19. Конструктивный шаг поперечных стержней

$$s_w = \min \left( 500 \text{ мм}; 20 \cdot 0,01 = 0,2; \frac{1,26 \cdot 10^3 \cdot 0,2 \cdot 0,38^2}{38,374} = 1,276 \right) = 0,2 \text{ м}$$

20. Конструктивный диаметр поперечных стержней  $d_{sw} = 4 \text{ мм}$

21. Принимаем поперечную арматуру 2Ø4В500 с шагом  $s = 200 \text{ мм}$ .

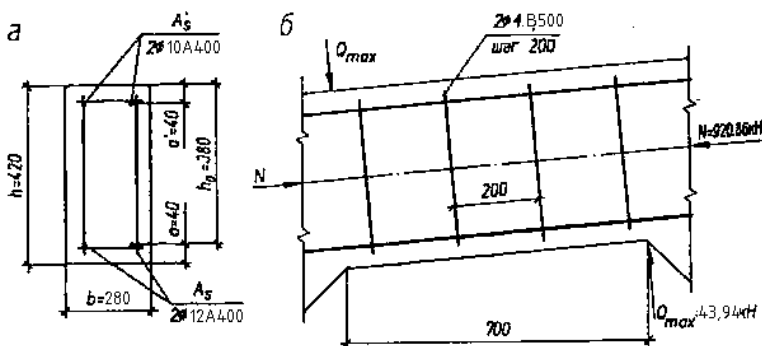


Рис. 4. К расчету сечений верхнего пояса балки.

а – для определения площади сечения продольной арматуры; б – к к проверке прочности наклонных сечений.

## V. Расчет стоек.

1. Дано:

- расчетные усилия в сечении:  $N = 2,31 \text{ кН}$ ,  $M = 19,57 \text{ кН} \cdot \text{м}$ ;
- размеры поперечного сечения  $b = 0,28 \text{ м}$ ;  $h = 0,5 \text{ м}$ ;
- величина защитного слоя бетона  $a_p = a_p' = 0,04 \text{ м}$ ;
- класс простой арматуры А400,
- длина панели верхнего пояса  $l = 1,5 \text{ м}$ .

2. Величина случайного эксцентриситета  $e_a = \max\left(\frac{1}{600} \cdot 1,5 = 0,0025 ,$

$$\frac{1}{30} \cdot 0,5 = 0,017 , 10 \text{ мм}) = 0,017 \text{ м.}$$

3. Расчетная длина панели верхнего пояса  $l_0 = 0,9 \cdot 1,5 = 1,35 \text{ м}$

4.  $\frac{l_0}{h} = 3,214 < 4$  , т.е. прогиб не учитываем.

5. Рабочая высота сечения  $h_0 = 0,5 - 0,04 = 0,46 \text{ м}$  .

6. Эксцентриситет продольного усилия относительно центра тяжести сечения  $e_0 = \frac{19,57}{2,31} = 8,472 \text{ м}$  .

7. Эксцентриситет продольного усилия относительно растянутой грани сечения  $e = 0,46 + \frac{0,36 - 0,04}{2} = 8,862 \text{ м}$  .

8. Граничная высота сжатой зоны

$$x_R = \min \left( \frac{0,8}{1 + \frac{355}{700}} = 0,531; 0,55 \right) = 0,531$$

9. Предельный относительный момент

$$a_R = \min[0,531 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,531); 0,4] = 0,39$$

10. Площадь сжатой арматуры

$$A'_s = \frac{2,31 \cdot 8,862 - 0,39 \cdot 19,8 \cdot 10^3 \cdot 0,28 \cdot 0,46^2}{355 \cdot 10^3 \cdot (0,46 - 0,04)} \cdot 10^6 = -2933 \text{ мм}^2 .$$

11. Относительный момент  $a_m = \frac{2,31 \cdot 8,862}{19,8 \cdot 10^3 \cdot 0,28 \cdot 0,46^2} = 0,017$

12. Площадь растянутой арматуры

$$A_s = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,024}) \cdot 19,8 \cdot 10^3 \cdot 0,28 \cdot 0,46 - 2,31}{355 \cdot 10^3} \cdot 10^6 + 0 = 117,372 \text{ мм}^2 .$$

13. Принимаем нижнюю арматуру  $2\emptyset 10 \text{ A}400$   $A_s = 157 \text{ мм}^2$  ,

$d_s = 10 \text{ мм}$  , а верхнюю  $2\emptyset 10 \text{ A}400$   $A'_s = 157 \text{ мм}^2$  ,  $d'_s = 10 \text{ мм}$  .

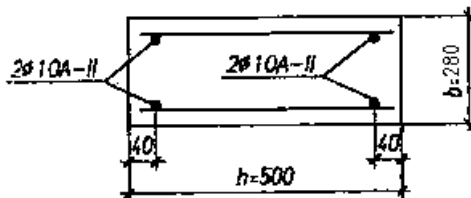


Рис. 5. К расчету прочности сечения стойки.

## VI. Расчет опорного узла.

1. Дано:

- поперечная сила  $Q_{\max} = 249,96 \text{ кН}$ ,
- ширина и высота сечения опорной части  $b = 0,28 \text{ м}$ ,  $h_1 = 0,89 \text{ м}$ ,
- величина защитного слоя бетона  $a = a' = 0,06 \text{ м}$ ;

2. Длина проекции наклонного сечения  $c = 2,85 \text{ м}$

3. Рабочая высота сечения  $h_0 = 0,89 + \frac{2,85}{12} - (0,06 + 0,07) = 0,998 \text{ м}$

4. Момент воспринимаемый бетоном

$$M_b = 1,5 \cdot 1,346 \cdot 1,26 \cdot 10^3 \cdot 0,28 \cdot 0,998^2 = 709,067 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

5. Поперечная сила воспринимаемая бетоном

$$Q_b = \frac{709,067}{2,85} = 248,796 \text{ кН}$$

6. Проверка условия  $0,5\varphi_n R_{bt} b h_0 = 0,5 \cdot 1,346 \cdot 1,26 \cdot 10^3 \cdot 0,28 \cdot 0,998 = 236,895 \leq Q_b = 248,796$ , т.е. не корректируем.

7.  $Q_b = 248,796 \leq 2,5 R_{bt} b h_0 = 2,5 \cdot 1,26 \cdot 10^3 \cdot 0,28 \cdot 0,998 = 879,994$ , т.е. не корректируем.

8. Проекция наклонного сечения при нагрузке виде сосредоточенной силы  $c_1 = \min(2,85; 2 \cdot 0,998) = 1,995 \text{ м}$

9. Поперечная сила в таком сечении  $Q_1 = Q_{\max} = 249,96 \text{ кН}$

10. Параметр  $a_1 = \min\left(\frac{1,995}{0,998} = 2; 3\right) = 2$

11. Параметр  $a_{01} = \min(2; 2) = 2$

12. Параметр  $e_1 = \frac{249,96}{1,346 \cdot 1,26 \cdot 10^3 \cdot 0,28 \cdot 0,998} = 0,528$

13. Предельное значение параметра  $e_{1,ult} = \frac{1,5}{2} + 0,1875 \cdot 2 = 1,125$

14. Проверяем условие  $x = 0,528_1 \leq x_{1,ult} = 1,125$ , тогда

15б. Требуемая интенсивность хомутов

$$q_{sw1} = 0,25 \cdot 1,346 \cdot 1,26 \cdot 10^3 \cdot 0,28 \cdot \frac{1,125}{0,528} = 253,152 \text{ кН/м}$$

16.  $q_{sw} = q_{sw1} = 253,152 \text{ кН/м}$

17. Конструктивный шаг поперечных стержней

$$s_w = \min \left( 500 \text{ мм}; \frac{0,89}{3} = 0,29; \frac{1,26 \cdot 10^3 \cdot 0,28 \cdot 0,988^2}{249,96} = 1,891 \right) = 0,29 \text{ м} . \text{ Примем}$$

$s = 200 \text{ мм}$ .

19. Требуемая площадь поперечной арматуры при 2 стержнях в

сечении  $A_{sw} = \frac{253,152 \cdot 0,2}{300 \cdot 10^3} \cdot 10^{-6} = 168,768 \text{ мм}^2$

20. Принимаем поперечную арматуру 2Ø12В500  $A_{sw} = 226 \text{ мм}^2$  с шагом  $s = 200 \text{ мм}$ .

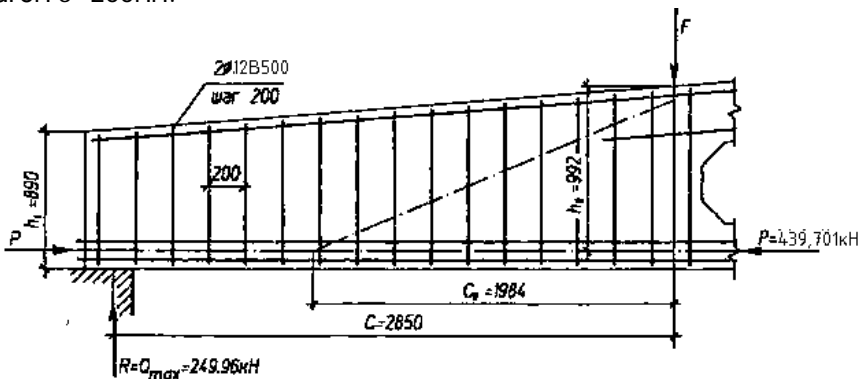


Рис. 6. К расчету прочности опорной части балки по наклонному сечению.

## Литература.

1. Автоматизированное проектирование железобетонных и каменных конструкций: Учеб. Пособие для строит. вузов. Н.А. Бородачев. – М.:Стройиздат.,1995. – 211с.
2. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры (к СП 52-102-2003). ЦНИИПромзданий, НИИЖБ.- М.: ОАО «ЦНИИПромзданий», 2005. – 214 с.
3. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона с предварительным напряжением арматуры (к СП 52-102-2003). ЦНИИПромзданий, НИИЖБ.- М.: ОАО «ЦНИИПромзданий», 2005. – 214 с.
5. СНиП 2.01.07-85\* «Нагрузки и воздействия», Госстрой России. - М: ГУП ЦПП 2002 г.-44с.
6. Железобетонные и каменные конструкции: Учеб. для строит. вузов. В.М. Бондаренко. – М.: Высш. шк.,2002. – 876с.