



Кафедра железобетонных и каменных конструкций

## **МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ**

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

**на тему:**

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

**Занятие № 4**

**Проектирование предварительно напряженной  
безраскосной фермы**

Методические указания содержат рекомендации по расчету и конструированию предварительно напряженной безраскосной фермы.

Под редакцией проф. Соколова Б.С.

Составитель: ассист. Латыпов Р.Р.

## Введение

Предварительно напряженные стропильные фермы широко применяются в качестве несущих элементов покрытий промышленных зданий пролетами 18, 24 и 30м. По геометрической схеме решетки фермы могут быть раскосные безраскосные и комбинированные. По схеме очертания верхнего пояса – сегментные, полигональные, треугольные и фермы с параллельными поясами. Нижний пояс является предварительно напряженным, что исключает появление чрезмерных прогибов.

Цель – уяснить суть и основные этапы расчета безраскосной фермы.

Задачи:

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

## Особенности конструирования

Продольное армирование всех элементов фермы конструируется симметричным и постоянного сечения по длине элемента. Диаметр стержней сжатой арматуры должен быть не менее 10 мм. Поперечная арматура принимается класса В500 (Вр-1). По конструктивным требованиям [2] поперечная арматура в узлах должна быть диаметром не менее 6 мм и устанавливается с шагом не более 100 мм.

Хомуты нижнего пояса выполняют в виде встречно поставленных П-образных сеток, окаймляющих напрягаемую арматуру для предотвращения появления продольных трещин на стадии изготовления.

В опорном узле устанавливаются дополнительные продольные ненапрягаемые стержни с минимальной площадью  $A_s = 0,2 \cdot N / R_s$ , где  $N$  – расчетное усилие приопорной панели, но диаметром стержней не менее 12 мм, заведенные в приопорную панель нижнего пояса, и поперечные стержни диаметром 10 мм.

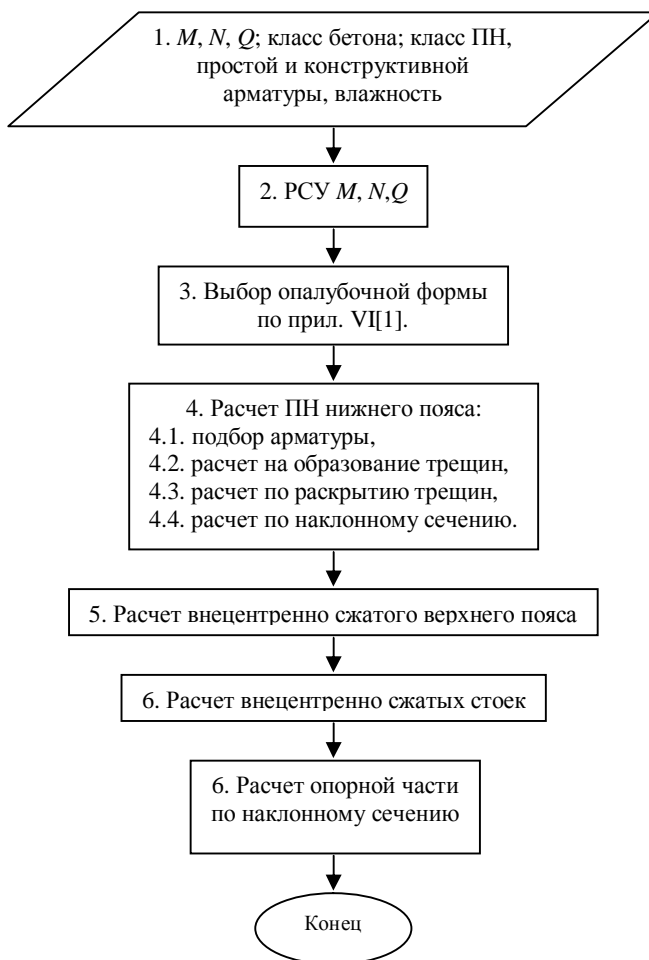
## Порядок расчета

Алгоритм расчета сегментной безраскосной фермы (ФБ18, ФБ24) представлен в виде следующих блок-схем.

Общая схема расчета балки показана блок-схеме 1:

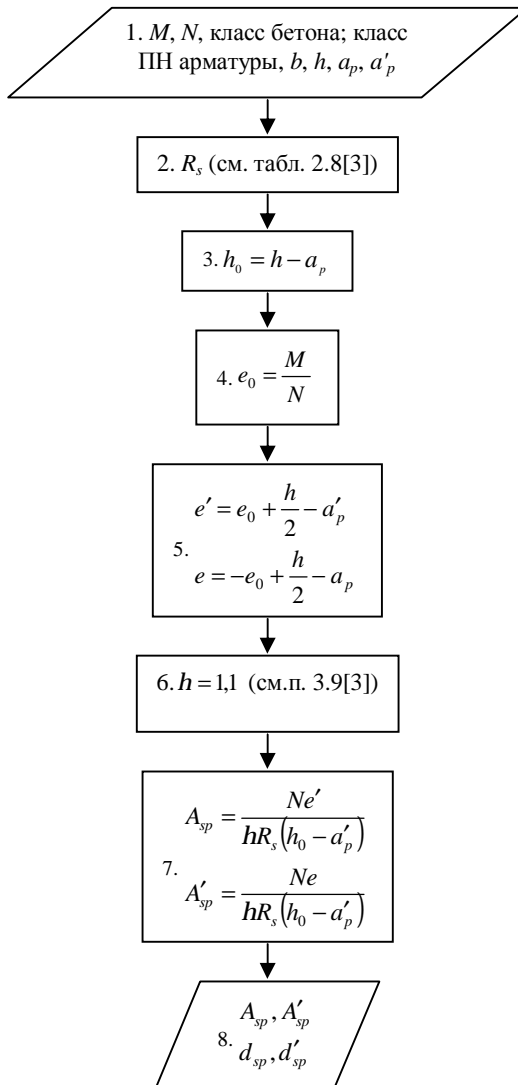
### Блок-схема 1

Общая схема расчета безраскосной фермы



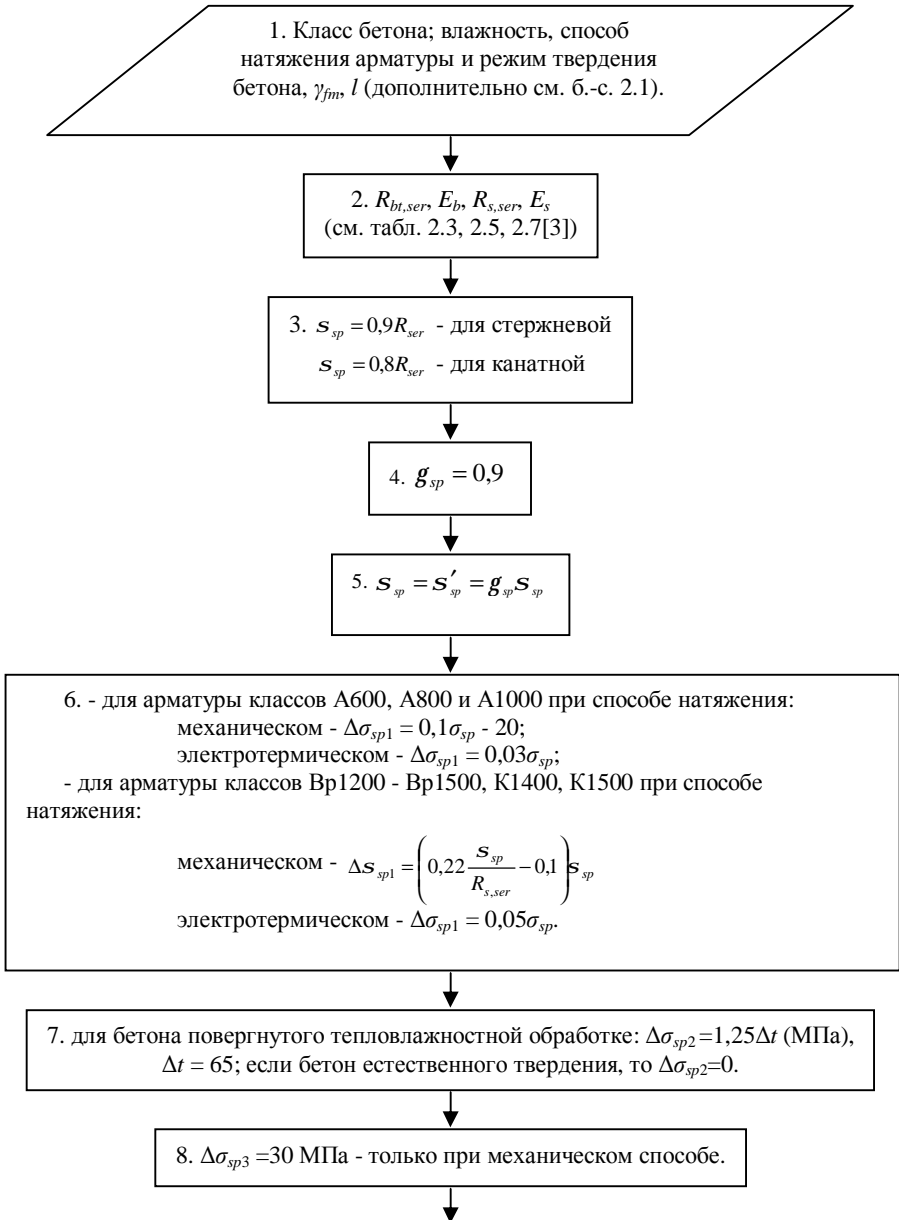
## Блок-схема 2.1.

Расчет ПН нижнего пояса балки: подбор арматуры



## Блок-схема 2.2.

Расчет ПН нижнего пояса балки: образование трещин.



$$9. \Delta S_{sp4} = \frac{\Delta l}{l + 1.M} E_s, \Delta l = 2 \text{ мм. - только при механическом способе.}$$

$$10. S_{los,1} = \Delta S_{sp1} + \Delta S_{sp2} + \Delta S_{sp3} + \Delta S_{sp4}$$

$$11. \varepsilon_{b,sh} \text{ по п.2.31 [3]}$$

$$12. \Delta \sigma_{sp5} = \varepsilon_{b,sh} E_s$$

$$13. \varphi_{b,cr} \text{ по табл.2.6 [3]}$$

$$14. \alpha = E_s / E_b$$

$$15. m_{sp} = \frac{A_{sp} + A'_{sp}}{bh}$$

$$16. P_{(1)} = (A_{sp} + A'_{sp})(\sigma_{sp} - \sigma_{los,1})$$

$$17. A_{red} = bh + \alpha A_{sp} + \alpha A'_{sp}$$

$$18. S_{red} = bh \frac{h}{2} + \alpha A_{sp} a_p + \alpha A'_{sp} (h - a'_p)$$

$$19. y = \frac{S_{red}}{A_{red}}$$

$$20. I_b = \frac{bh^3}{12} + bh \left( y - \frac{h}{2} \right)^2$$

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

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

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

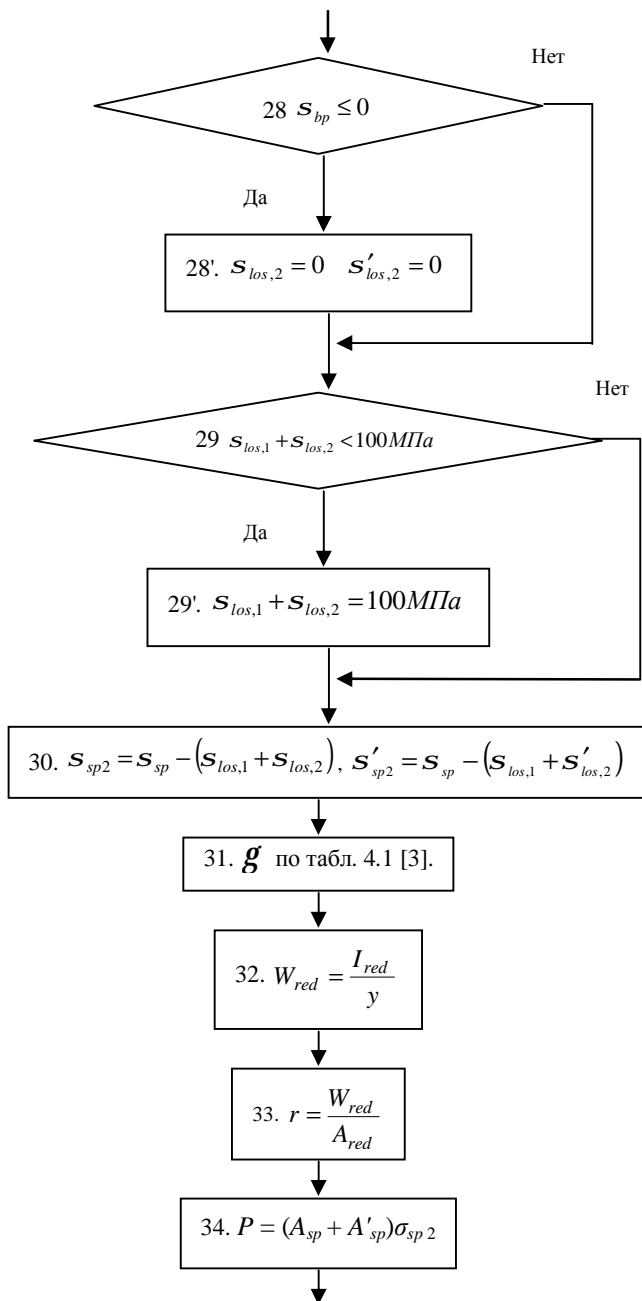
$$24. e_{0p1} = \frac{A_{sp} y_{sp} - A'_{sp} y'_{sp}}{A_{sp} + A'_{sp}}$$

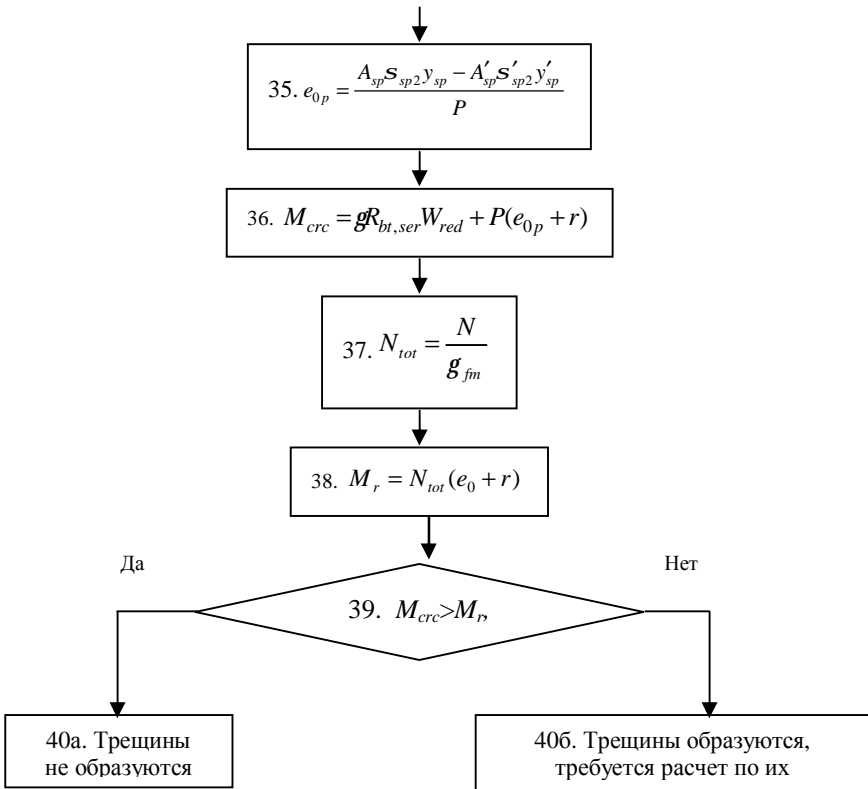
$$25. \begin{aligned} s_{bp} &= \frac{P_{(1)}}{A_{red}} + \frac{P_{(1)} e_{0p1} y_{sp}}{I_{red}} \\ s'_{bp} &= \frac{P_{(1)}}{A_{red}} - \frac{P_{(1)} e_{0p1} y'_{sp}}{I_{red}} \end{aligned}$$

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

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

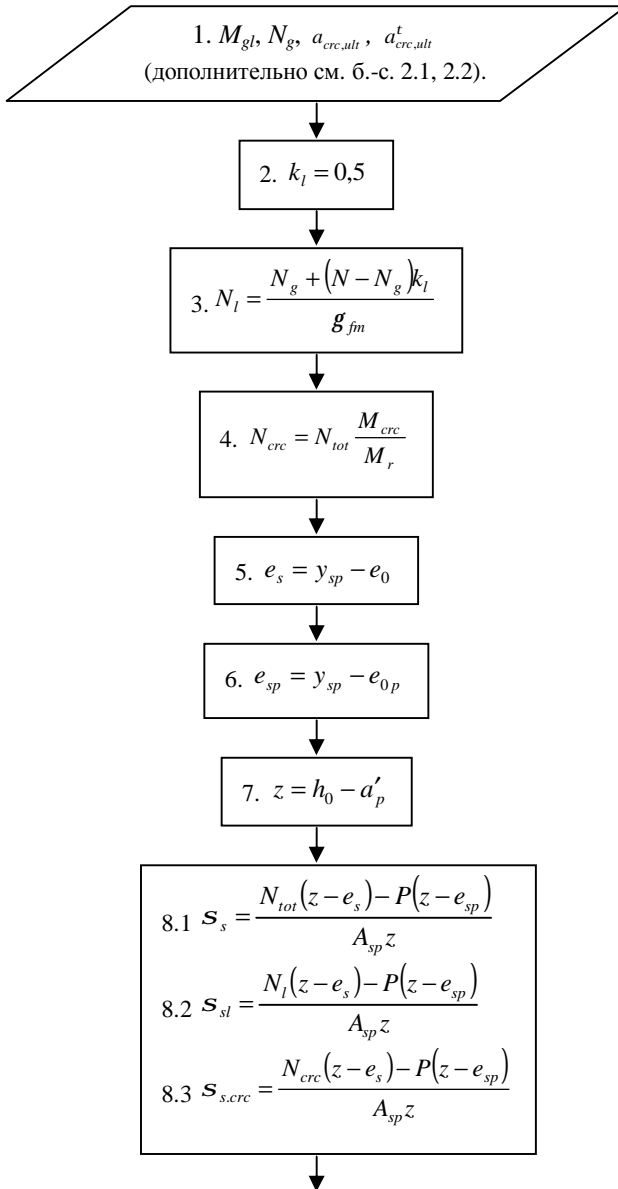


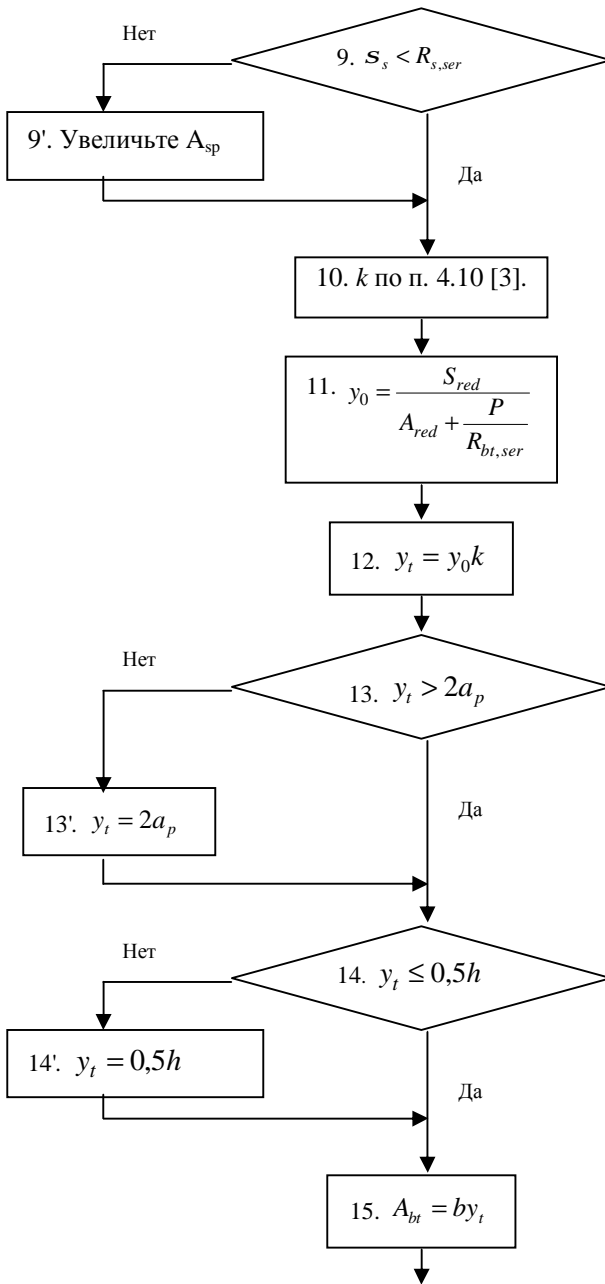




**Блок-схема 2.3.**

Расчет ПН нижнего пояса балки: раскрытие трещин.





$$16. l_s = \min \left( 0,5 \frac{A_{bt}}{A_{sp}} d_{sp}; 40 d_{sp}; 400 \text{ мм} \right)$$

$$l_s = \max (l_s; 10 d_{sp}; 100 \text{ мм})$$

$$17.1. \gamma_s = \max \left( 1 - 0,8 \frac{S_{s,crc}}{S_s}; 0,2 \right)$$

$$17.2. \gamma_{sl} = \max \left( 1 - 0,8 \frac{S_{s,crc}}{S_{sl}}; 0,2 \right)$$

$$18. j_1 j_1^t j_2, - \text{ по 4.10 [3]}$$

$$19.1. a_{crc,1} = j_1^t j_2 \gamma_{sl} \frac{S_{sl}}{E_s} l_s$$

$$19.2. a_{crc,2} = j_1 j_2 \gamma_s \frac{S_s}{E_s} l_s$$

$$19.3. a_{crc,3} = j_1 j_2 \gamma_{sl} \frac{S_{sl}}{E_s} l_s$$

Продолжительное

Непродолжительное

$$20a. a_{crc}^t = a_{crc,1}$$

$$20б. a_{crc} = a_{crc,1} + a_{crc,2} - a_{crc,3}$$

Нет

Да

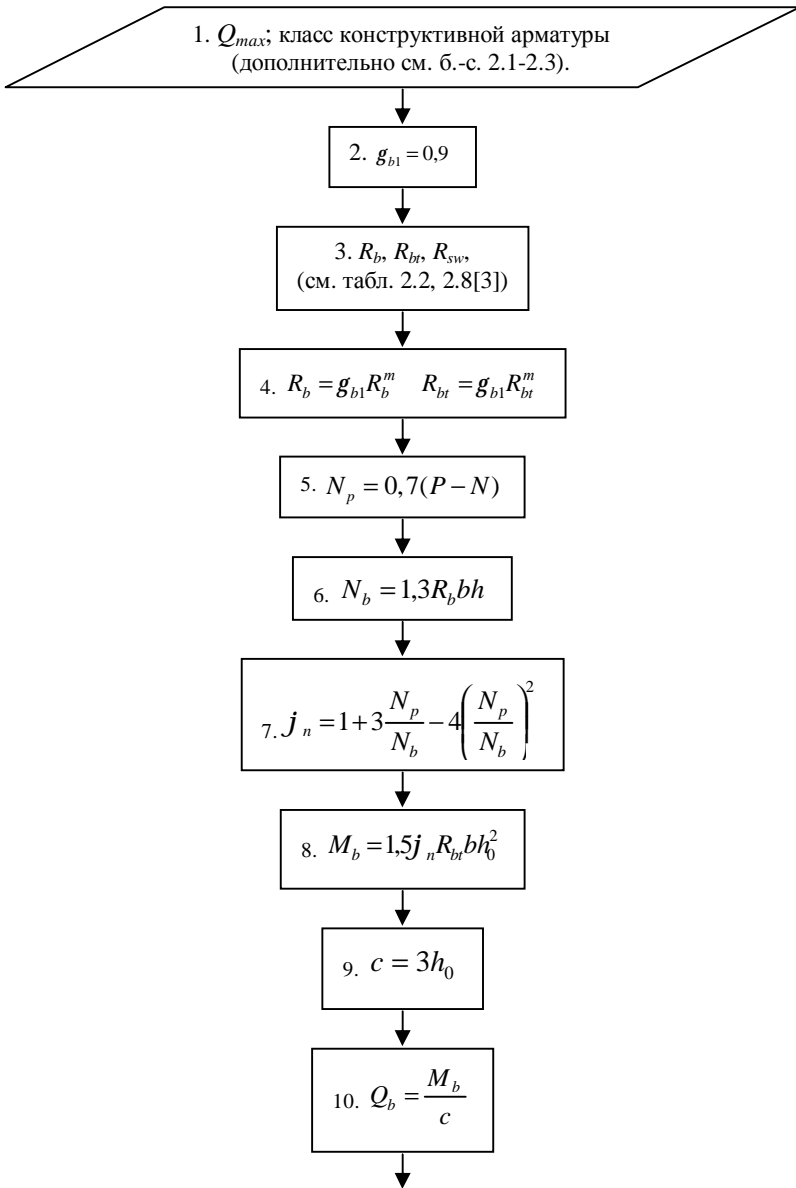
$$21. a_{crc} \leq a_{crc,ult}$$

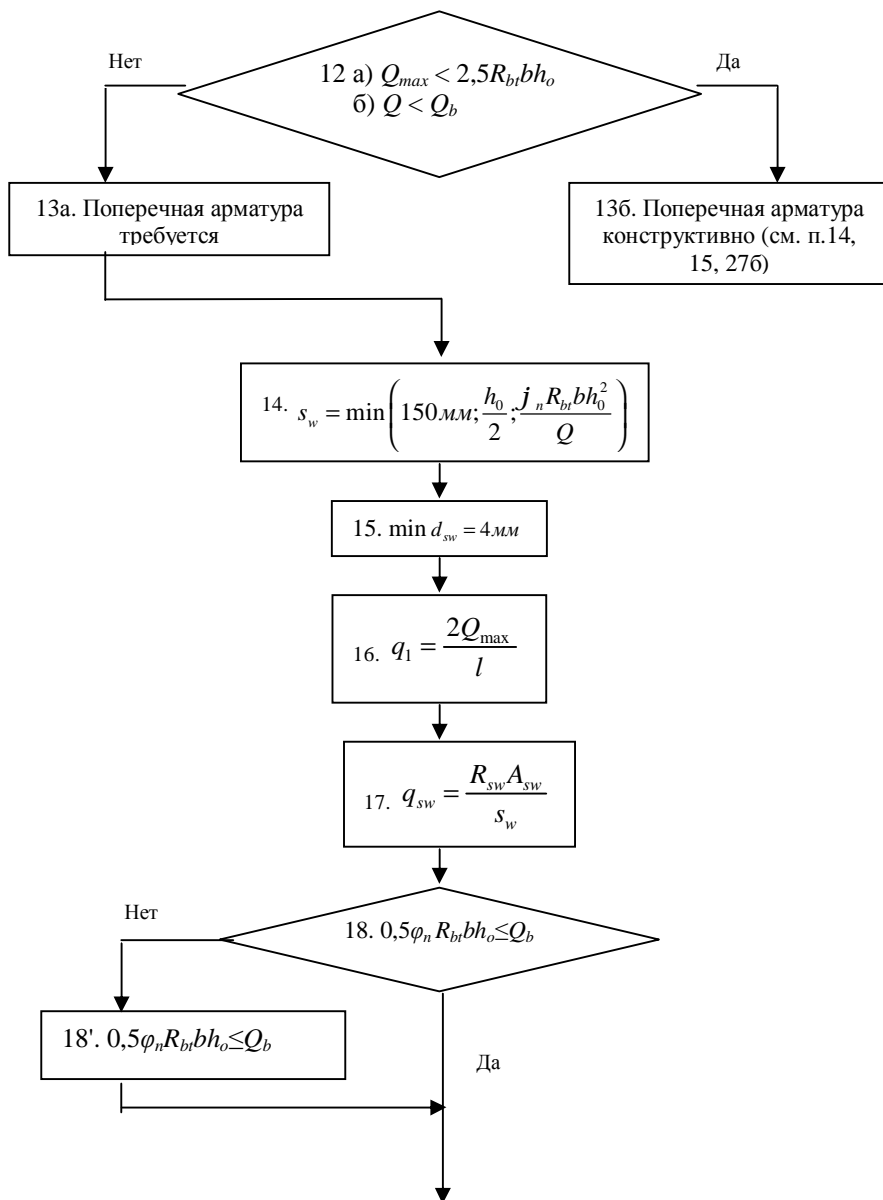
22a. Увеличьте  $R_{s,ser}$   
 $A_b, R_{bt,ser}$

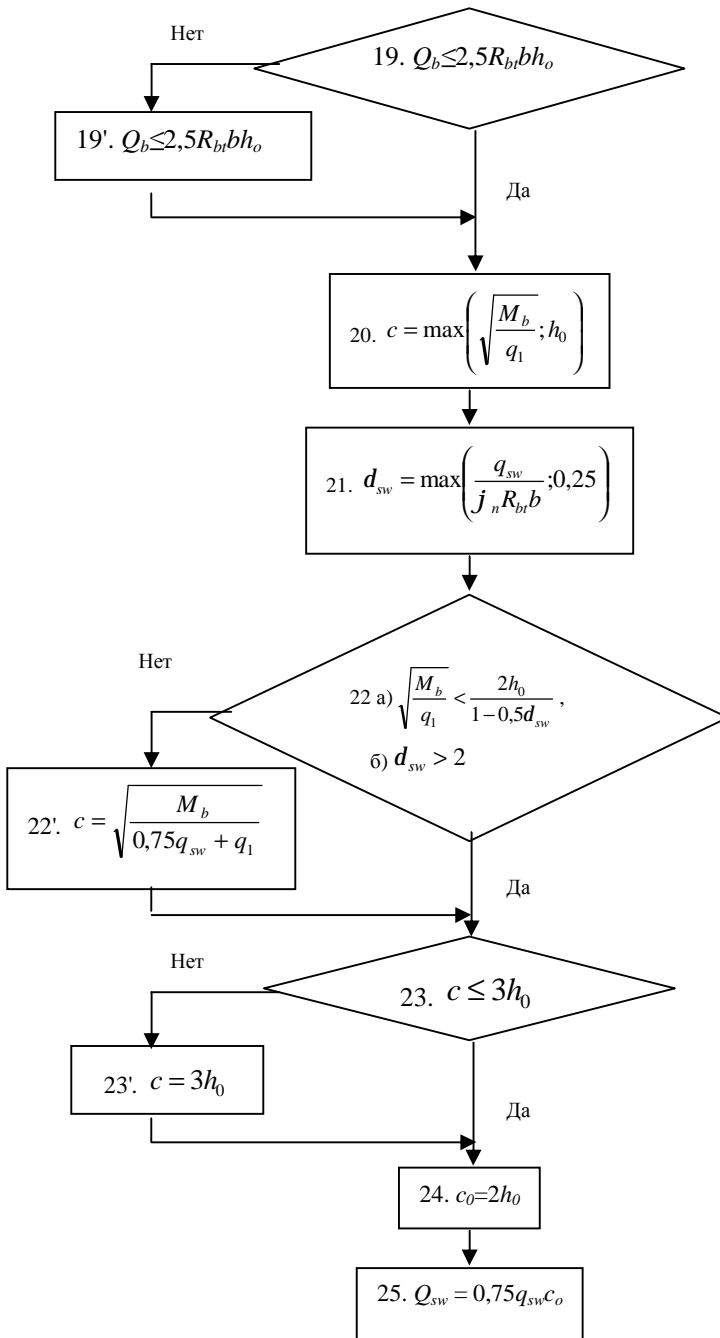
22б. Трещиностойкость  
обеспечена

**Блок-схема 2.4.**

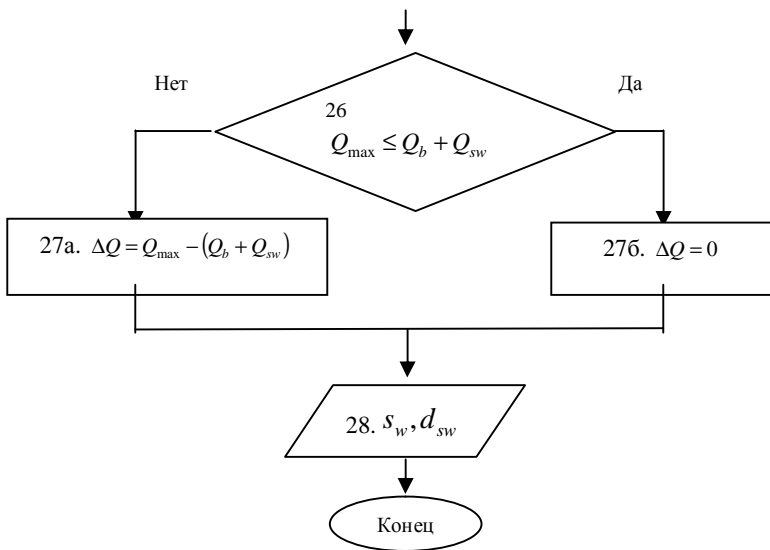
Расчет ПН нижнего пояса балки: наклонное сечение.





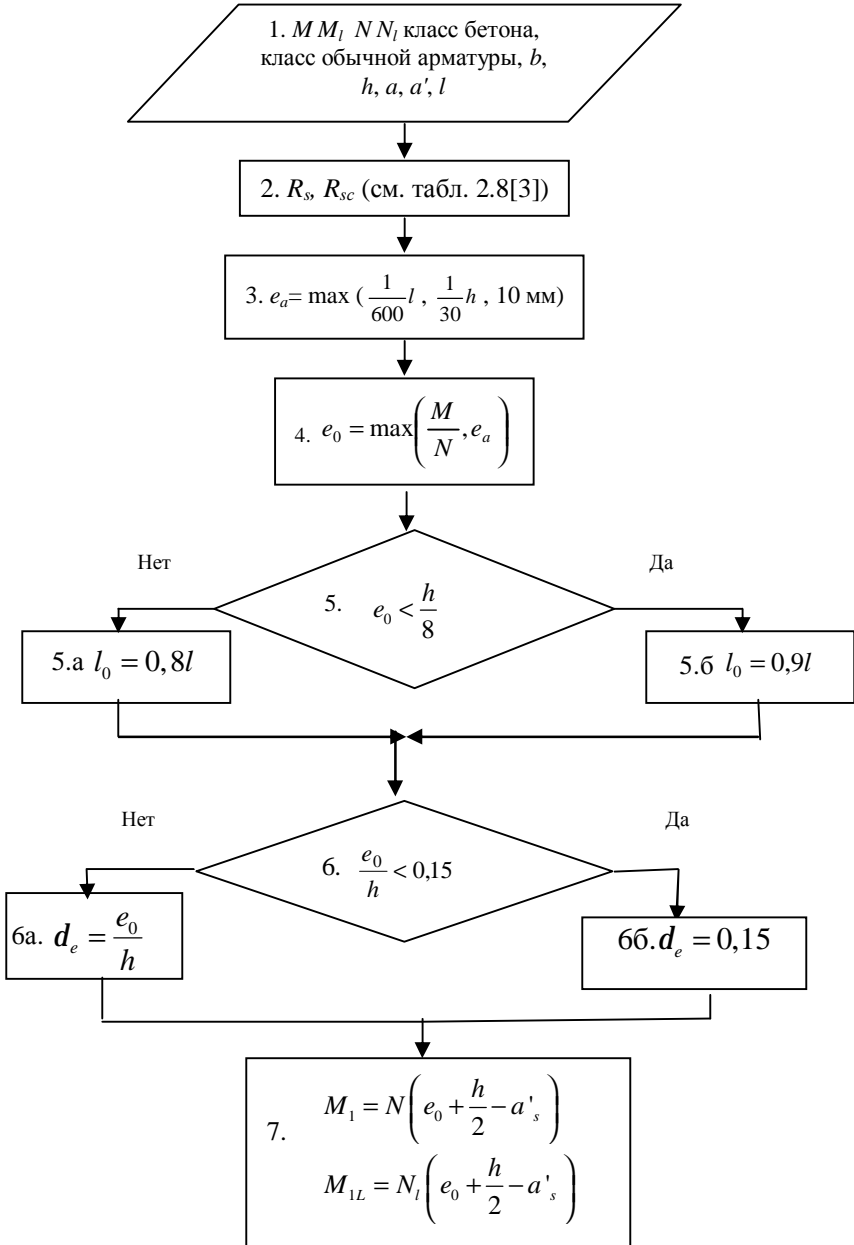


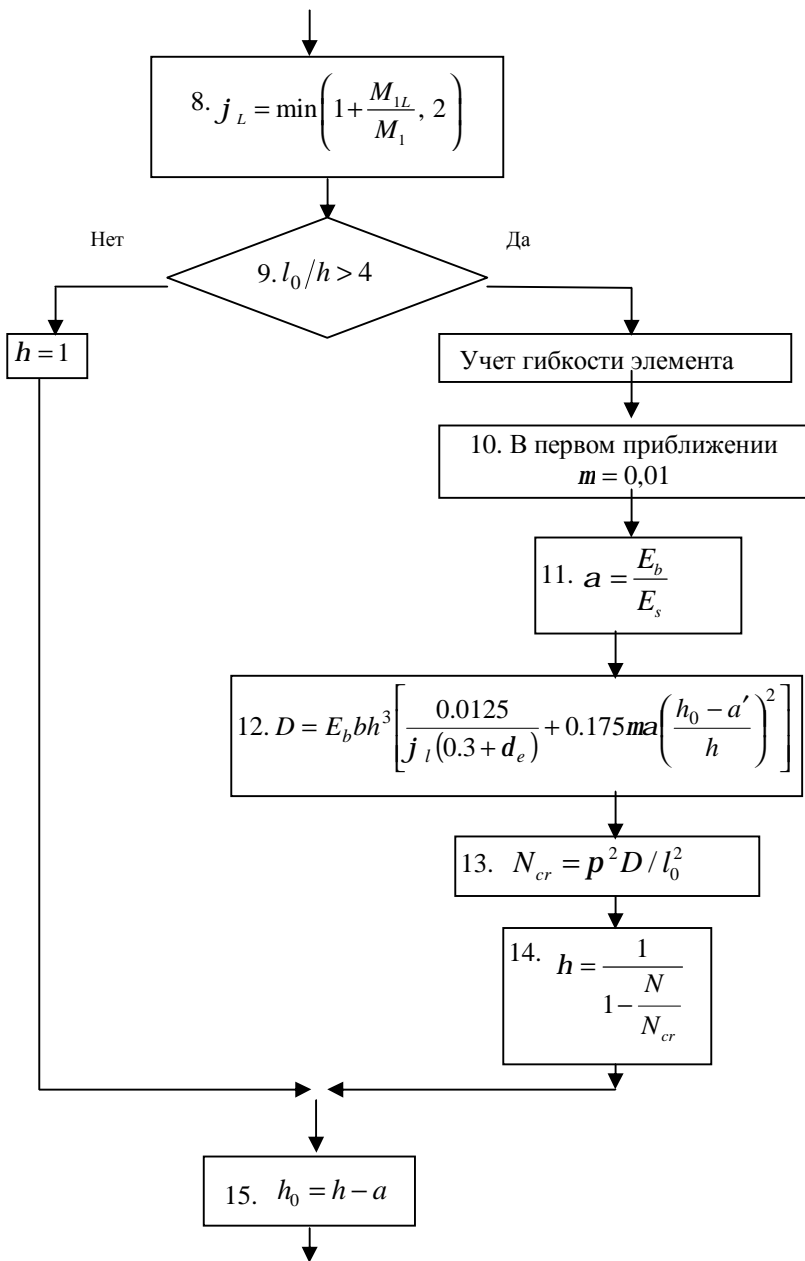




### Блок-схема 3.1

Расчет верхнего пояса: по нормальному сечению.





$$16. e = h e_0 + \frac{h_0 - a'}{2}$$

$$17. x_R = \min \left( \frac{0,8}{1 + \frac{R_s}{700}}; 0,55 \right)$$

$$18. a_n = \frac{N}{R_b b h_0}$$

$$a_s = m \frac{R_s}{R_b}$$

$$19. a_{m1} = \frac{N e}{R_b b h_0^2}, \quad x = \frac{a_n (1 - x_R) + 2 a_s x_R}{1 - x_R + 2 a_s};$$

$$20. d = \frac{a'}{h_0}$$

21.  $a_n \leq x_R$

Нет

Да

$$21б. A_s = A'_s = \frac{R_b b h_0}{R_{sc}} \cdot \frac{\alpha_{m1} - \xi(1 - \xi/2)}{1 - \delta},$$

$$21а. A_s = A'_s = \frac{R_b b h_0}{R_s} \frac{a_{m1} - a_n(1 - a_n/2)}{1 - d}$$

Нет

Да

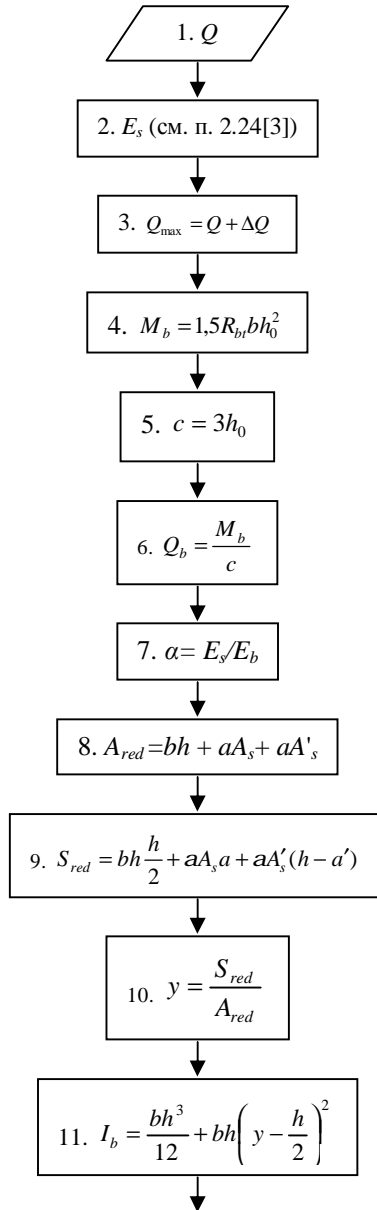
$$22. \frac{(A_s + A'_s)}{b h_0} \geq m$$

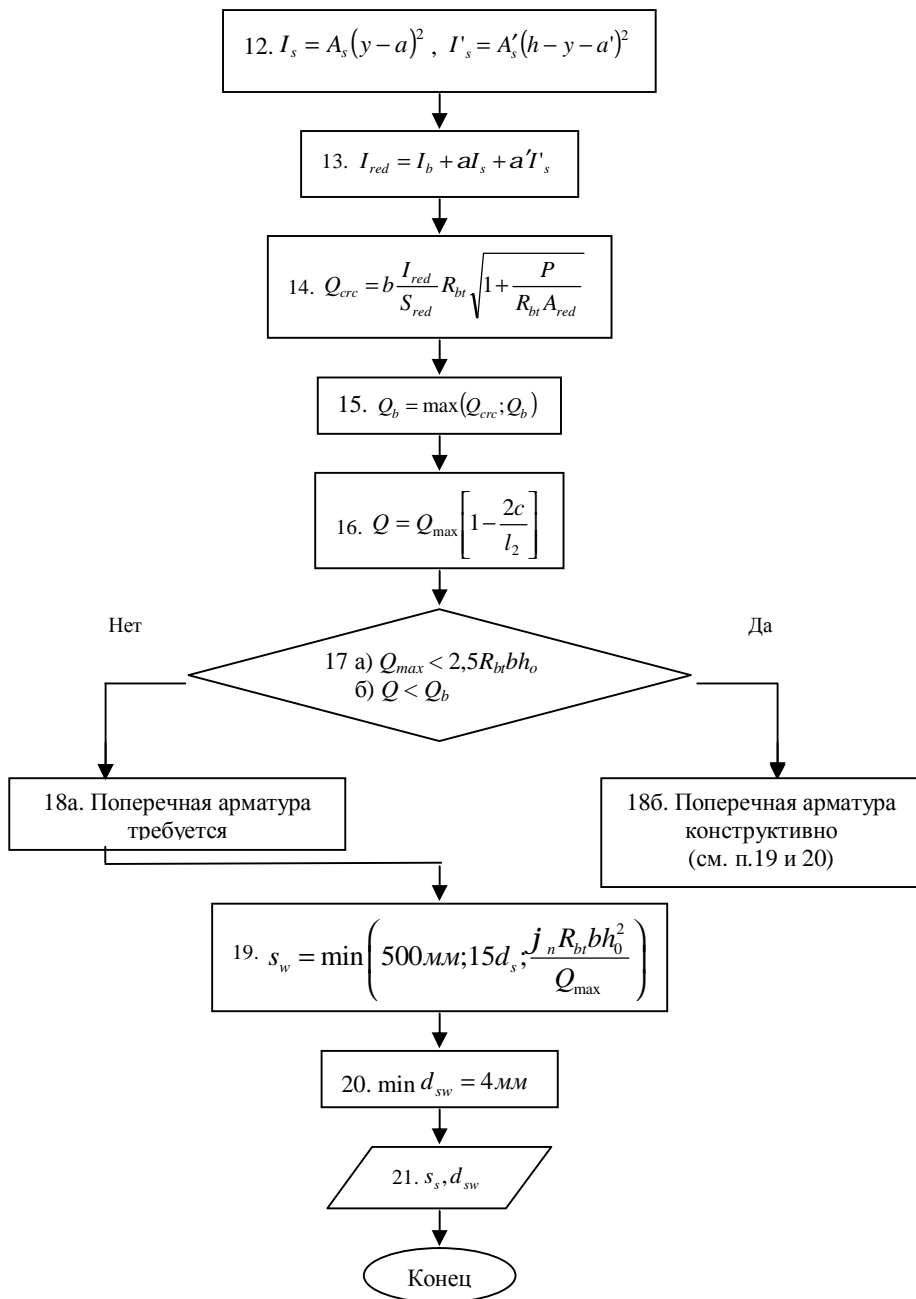
22а.  $m = m + 0,005$   
возврат на п.11.

22б.  $A_s, A'_s$   
 $d_s, d'_s$

### Блок-схема 3.2

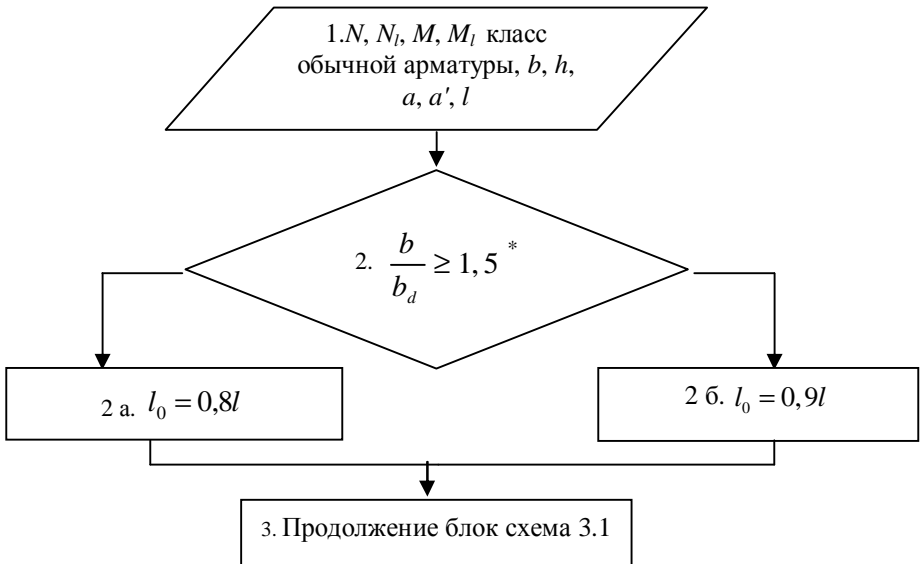
Расчет верхнего пояса: по наклонному сечению.





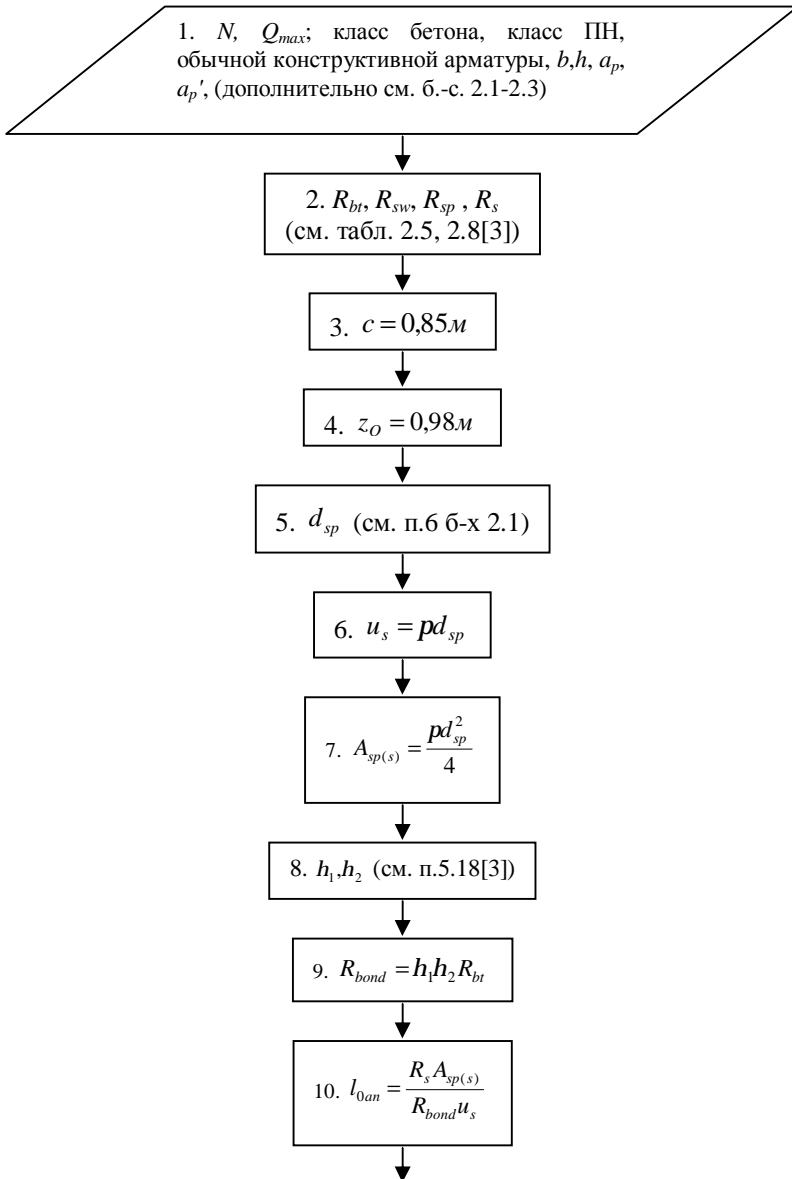
## Блок-схема 4

### Расчет сжатой стойки



\* - здесь  $b, b_d$  – ширина сечения соответственно верхнего пояса и стойки.

Расчет опорного узла





11.  $A_{sp,cal}, A_{sp,ef}$  (см. п.5-6 б-с 2.1)

$$12. l_{p,an} = l_{0an} \frac{A_{sp,cal}}{A_{sp,ef}}$$

13.  $a_{BC}$  (см. прил. 7-8 [1])

$$14. y_B = \frac{h+0,001}{2} \quad x_B = 0,3 + y_B$$

$$15. y_{p1} = a_p \quad x_{p1} = 0,3 + y_{p1}$$

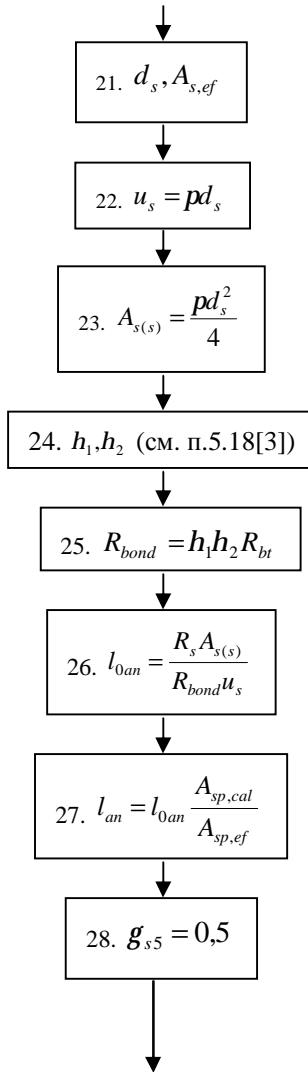
$$16. y_{p2} = h - a_p \quad x_{p2} = 0,3 + \frac{h}{2} + \left( y_{p2} - \frac{h}{2} \right) \cdot \frac{1}{\operatorname{tg} a_{BC}}$$

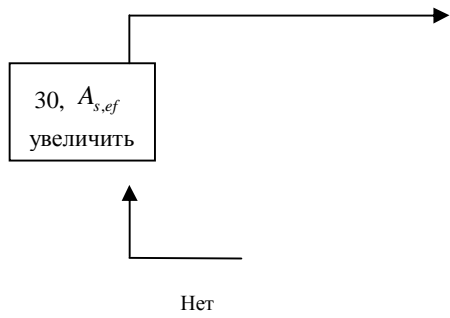
$$17. g_{sp1} = \frac{x_{p1}}{l_{p,an}} \quad g_{sp2} = \frac{x_{p2}}{l_{p,an}}$$

$$18. N_{sp} = R_{sp} \left( g_{sp1} + g_{sp2} \right) \frac{A_{sp,ef}}{2}$$

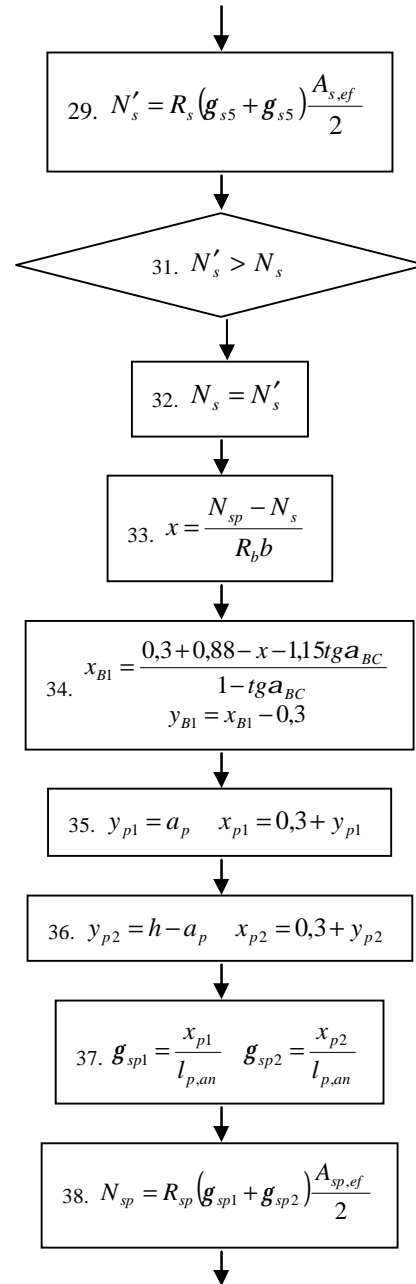
$$19. N_s = N - N_{sp}$$

$$20. A_{s,cal} = A_s = \frac{0,2N_s}{R_s}$$





Да



$$39. x = \frac{N_{sp} - N_s}{R_b b}$$

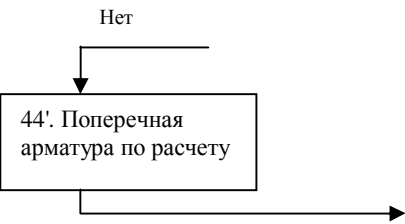
$$40. z_s = 0,88 - 0,15 \frac{x}{2}$$

$$41. z_{sp} = z_s$$

$$42. Q = Q_{max}$$

$$43. q_{sw} = \frac{2(Qz_Q - N_{sp}z_{sp} - N_s z_s)}{c^2}$$

44.  $q_{sw} \leq 0$



$$45. s_w = \min \left( 150 \text{ мм}; \frac{h_0}{2}; \frac{R_{bt} b h_0^2}{Q_{max}} \right)$$

$$47. A_{sw}, n_{sw}, d_{sw}$$

Конец

## Пример 1.

### Расчетные сочетания усилий.

При определении нагрузок на ферму принимается во внимание, что расстояние между узлами по верхнему поясу (панель фермы) составляет 3 м. Плиты покрытия имеют ширину 3 м, что обеспечивает передачу нагрузки от ребер плиты в узлы верхнего пояса и исключает влияние местного изгиба.

Подсчет постоянных и снеговых нагрузок на покрытие произведен на 2 занятия (МУ № 2, таблица №1).

Для анализа напряженного состояния элементов безраскосной фермы строят эпюры усилий  $N$ ,  $M$ ,  $Q$  от суммарного действия постоянной и снеговой нагрузок как показано в Приложении.

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 опасными будут сечения в контуре 1,2 и 9,10. Для конструктивного расчета стоек следует проанализировать напряженное состояние в сечениях 17-24 с учетом четырех схем загрузки снеговой нагрузкой. 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.

При расчете прочности поясов необходимо учитывать перераспределение изгибающих моментов и снижать их в верхнем поясе на 30%, в нижнем – на 50%.

### II. Выбор типа опалубочной формы.

Тип опалубочной формы принимается исходя из опыта проектирования и эксплуатации стропильных балок. Примем третий тип опалубочной формы стропильной балки (см. приложение IX [1]).

#### III а. Расчет нижнего ПН пояса: подбор арматуры.

1. Дано:

- расчетные усилия в сечении:  $N=638,84$  кН,  $M=0,5 \cdot 16,53=8,3$  кН·м;
- размеры поперечного сечения  $b=0,24$  м;  $h=0,34$  м;
- величина защитного слоя бетона  $a_p=a_p'=0,05$  м;
- класс ПН арматуры Вр-1200.

2.  $R_s=1000$  МПа.

3. Рабочая высота сечения  $h_0 = 0,34 - 0,05 = 0,29$  м.

4. Эксцентриситет продольного усилия относительно центра тяжести сечения  $e_0 = \frac{8,3}{638,84} = 0,013$  м.

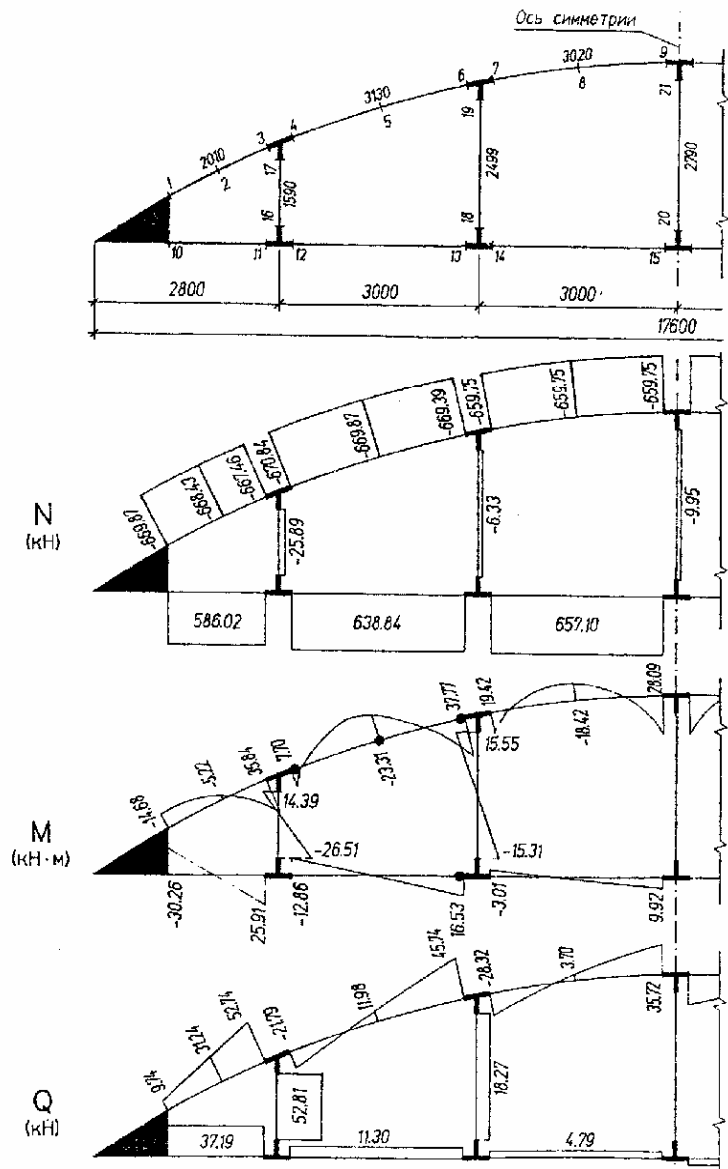


Рис.1. Номера сечений и эпюры усилий M, N, Q.

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

$$e' = 0,013 + \frac{0,34}{2} - 0,05 = 0,133 \text{ м}, \quad e = -0,013 + \frac{0,34}{2} - 0,05 = 0,107 \text{ м}.$$

6. Коэффициент  $h = 1,1$  (Согласно п.3.9 [Пособие]).

7. Площадь растянутой и сжатой арматуры  $A_{sp} = \frac{638,84 \cdot 0,133}{1,1 \cdot 1000 \cdot 10^3 (0,29 - 0,05)} \cdot 10^6 = 321,7 \text{ мм}^2$ ,  $A'_{sp} = \frac{638,84 \cdot 0,107}{1,1 \cdot 1000 \cdot 10^3 (0,29 - 0,05)} \cdot 10^6 = 239 \text{ мм}^2$ .

8. Принимаем симметричное армирование 8Ø8 Вр-1200  $A_{sp} = 402 \text{ мм}^2$ , и верхнюю 8Ø8 Вр-1200  $A'_{sp} = 402 \text{ мм}^2$ ,  $d'_{sp} = 8 \text{ мм}$ .  $A_{tot} = 804 \text{ мм}^2$

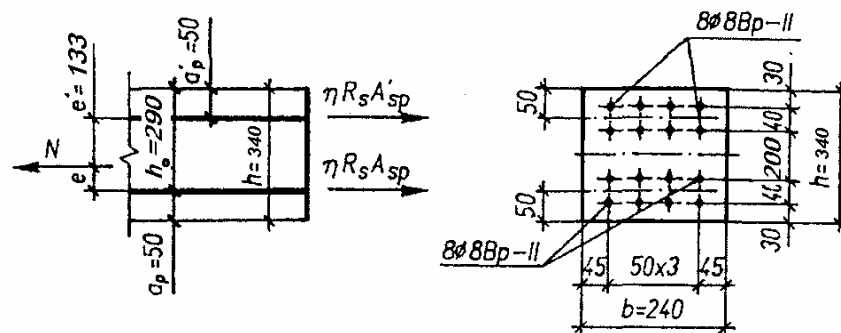


Рис.2. К расчету нижнего пояса безраскосной фермы

### III б. Расчет нижнего ПН пояса: образование трещин.

1. Дано:

- класс бетона В50;
- условия твердения – естественные;
- способ натяжения арматуры – механический;
- средний коэффициент надежности по нагрузке  $\gamma_{fm}=1,249$ ;
- длина растянутого пояса  $l=24,0$  м

2. Нормативная прочность бетона при растяжении  $R_{bt,ser}=2,45$  МПа, модуль упругости бетона  $E_b=38000$  МПа, нормативная прочность арматуры  $R_{s,ser}=600$  МПа, модуль упругости арматуры  $E_s=200000$  МПа.

3. Назначаем величину предварительных напряжений

$$s_{sp} = 0,8 \cdot 1000 = 960 \text{ МПа}$$

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

5. Величина предварительных напряжений  $s_{sp} = s'_{sp} = 0,9 \cdot 960 = 864 \text{ МПа}$

6. Потери от релаксации арматуры  $\Delta\sigma_{sp1} = 0,1 \cdot 864 - 20 = 50,45$  МПа.

7. Потери от перепада температуры при тепловлажностной обработке бетона  $\Delta\sigma_{sp2}=0$

8. Потери от деформации стальной формы  $\Delta\sigma_{sp3} = 30$  МПа.
9. Потери от деформации анкеров  $\Delta s_{sp4} = \frac{0,002}{24+1} \cdot 200000 = 16$  МПа
10. Первые суммарные потери  $s_{los,1} = 96,45$  МПа
11.  $\varepsilon_{b,sh} = 0,00025$ .
12. Потери от усадки бетона  $\Delta\sigma_{sp5} = 0,0003 \cdot 200000 = 60$  МПа.
13. Коэффициент ползучести  $\varphi_{b,cr} = 1,6$ .
14. Коэффициент приведения арматуры к бетону  $\alpha = E_s/E_b = 200000/38000 = 5,263$ .
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  $P_{(1)} = (402+402) \cdot (864-96,45) \cdot 10^{-3} = 493,93$  кН.
17. Приведенная площадь сечения  $A_{red} = 0,24 \cdot 0,34 + 5,263 \cdot 802 \cdot 10^{-6} = 0,085$  м<sup>2</sup>.
18. Приведенный статический момент  $S_{red} = 0,24 \cdot 0,34 \cdot \frac{0,34}{2} + 5,263 \cdot 804 \cdot 10^{-6} \cdot 0,05 + 5,263 \cdot 804 \cdot 10^{-6} \cdot (0,29 - 0,05) = 0,014$  м<sup>3</sup>
19. Центр тяжести приведенного сечения относительно наиболее растянутой грани  $y = \frac{0,014}{0,085} = 0,17$  м.
20. Момент инерции бетонного сечения  $I_b = \frac{0,24 \cdot 0,34^3}{12} + 0,24 \cdot 0,34 \left(0,7 - \frac{0,34}{2}\right)^2 = 7,861 \cdot 10^{-4}$  м<sup>4</sup>.
21. Момент инерции нижней и верхней арматуры  $I_{sp} = 402 \cdot 10^{-6} (0,17 - 0,05)^2 = 4,633 \cdot 10^{-6}$  м<sup>4</sup>,  $I'_{sp} = 402 \cdot 10^{-6} (0,34 - 0,17 - 0,05)^2 = 4,633 \cdot 10^{-6}$  м<sup>4</sup>
22. Приведенный момент инерции сечения  $I_{red} = 7,861 \cdot 10^{-4} + 5,263 \cdot 4,633 \cdot 10^{-6} + 5,263 \cdot 4,633 \cdot 10^{-6} = 8,349 \cdot 10^{-4}$  м<sup>4</sup>
23. Расстояние от ц.т. приведенного сечения до ц.т. арматуры соответственно нижней и верхней  $y_{sp} = 0,17 - 0,05 = 0,12$  м,  $y'_{sp} = 0,34 - 0,17 - 0,05 = 0,12$  м
24. Эксцентриситет усилия обжатия с учетом первых потерь  $e_{op1} = \frac{0,12 \cdot 402 - 0,12 \cdot 402}{802} = 0$  м
25. Напряжения в бетоне на уровне ц.т. нижней и верхней арматуры  $s_{bp} = s'_{bp} = \left(\frac{493,93}{0,085} + 0\right) \cdot 10^{-3} = 5,812$  МПа,
26. Потери от ползучести бетона  $\Delta s_{sp6} = \Delta s'_{sp6} = \frac{0,8 \cdot 1,6 \cdot 5,263 \cdot 5,812}{1 + 5,263 \cdot 0,0788 \cdot (1+0)(1+0,8 \cdot 1,6)} = 35,76$  МПа,
27. Вторые суммарные потери в верхней и нижней арматуре  $s_{los,2} = 60 + 35,76 = 95,76$  МПа,  $s'_{los,2} = 60 + 35,76 = 95,76$  МПа
28.  $s_{bp} > 0$ , т.е. потери от ползучести следует учитывать.
29.  $s_{los,1} + s_{los,2} = 96,45 + 95,76 = 192,21 > 100$  МПа
30. ПН с учетом всех потерь  $s_{sp2} = s'_{sp2} = 864 - 192,21 = 671,77$  МПа.
31. Коэффициент учета пластичности  $\gamma = 1,3$ .



32. Упругий момент сопротивления приведенного сечения  $W_{red} = \frac{8,349 \cdot 10^{-4}}{0,17} = 4,91 \cdot 10^{-3} \text{ м}^3$ .

33. Ядровое расстояние  $r = \frac{4,91 \cdot 10^{-3}}{0,085} = 57,78 \cdot 10^{-3} \text{ м}$ .

34. Усилие обжатия с учетом всех потерь  $P = (804 \cdot 671,77) \cdot 10^{-3} = 432,3 \text{ кН}$ .

35. Эксцентриситет усилия обжатия с учетом всех потерь  $e_{0p} = 0$ .

36. Момент трещиностойкости  $M_{crc} = 1,3 \cdot 2,45 \cdot 4,91 + 432,3 \cdot (0 + 0,051) = 37,62 \text{ кН} \cdot \text{м}$

37. Нормативное усилие от постоянной и полной снеговой нагрузки  $N_{tot} = \frac{638,84}{1,19} = 537 \text{ кН}$

38. Момент усилия  $N_{tot}$  относительно ядровой точки  $M_r = 537 \cdot (0,013 + 0,058) = 37,9 \text{ кН} \cdot \text{м}$ .

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

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

### III в. Расчет нижнего ПН пояса: раскрытие трещин.

1. Дано:

- нормативная нагрузка от длительной постоянной нагрузки  $N_g = 587 \text{ кН}$ . Определено с учетом коэффициента п.1.7 [5], учитывающего долю длительной составляющей снеговой нагрузки  $k_t = 0,5$ .

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

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

2. Значение продольной силы в момент образования трещины  $N_{crc} = 587 \cdot \frac{37,62}{37,9} = 574,41 \text{ кН}$ .

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  $P$   $e_s = 0,12 - 0,013 = 0,107 \text{ м}$ .

7. Плечо внутренней пары сил  $z = 0,29 - 0,05 = 0,24 \text{ м}$ .

8.1. Напряжения в растянутой арматуре от усилия  $N_{tot}$   $s_s = \frac{638,8 \cdot (0,24 - 0,107) - 432,4 \cdot (0,24 - 0,12)}{402 \cdot 10^{-6} \cdot 0,24} \cdot 10^{-3} = 317,6 \text{ МПа}$ .

8.2. Напряжения в растянутой арматуре от усилия  $N_l$   $s_s = \frac{587 \cdot (0,24 - 0,107) - 432,4 \cdot (0,24 - 0,12)}{402 \cdot 10^{-6} \cdot 0,24} \cdot 10^{-3} = 91,34 \text{ МПа}$ .

8.3. Напряжения в растянутой арматуре от усилия  $N_{crc}$   $s_s = \frac{574,4 \cdot (0,24 - 0,107) - 432,4 \cdot (0,24 - 0,12)}{402 \cdot 10^{-6} \cdot 0,24} \cdot 10^{-3} = 252 \text{ МПа}$ .

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  $y_0 = \frac{0,014}{0,085 + \frac{432,4}{2,45 \cdot 10^3}} = 0,0553 \text{ м}$ .
12. Высота растянутой зоны с учетом пластичности  $y_t = 0,055 \cdot 0,9 = 0,049 \text{ м}$ .
13.  $y_t < 2a_p = 2 \cdot 0,05 = 0,1 \text{ м}$
- 13'.  $y_t = 2a_p = 0,1 \text{ м}$ .
14.  $y_t \leq 0,5h = 0,5 \cdot 0,34 = 0,17 \text{ м}$ .
15. Площадь сечения растянутого бетона  $A_{bt} = 0,24 \cdot 0,1 = 0,024 \text{ м}^2$
16. Базовое расстояние между трещинами  $l_s = \min\left(0,5 \cdot \frac{0,024}{402 \cdot 10^{-6}} \cdot 0,008 = 0,298; 40 \cdot 0,008 = 0,32; 400 \text{ мм}\right) = 0,298 \text{ м}$ ,  $l_s = \max(0,298; 10 \cdot 0,008 = 0,08; 100 \text{ мм}) = 0,298 \text{ м}$ .
- 17.1. Коэффициент совместной работы бетона и арматуры при полной нагрузке  $\gamma_s = \max\left(1 - 0,8 \cdot \frac{252}{317} = 0,36; 0,2\right) = 0,36$ .
- 17.. Коэффициент совместной работы бетона и арматуры при постоянной и временной длительной нагрузке  $\gamma_{st} = \max\left(1 - 0,8 \cdot \frac{252}{91,3}; 0,2\right) = 0,2$ .
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  $a_{cr,1} = 1,4 \cdot 0,5 \cdot 0,2 \cdot \frac{91,34}{2000000} \cdot 0,298 \cdot 10^3 = 0,019 \text{ мм}$ .
- 19.2. Ширина раскрытия трещин от кратковременного действия полной нагрузки  $a_{cr,1} = 1 \cdot 0,5 \cdot 0,36 \cdot \frac{229,071}{2000000} \cdot 0,328 \cdot 10^3 = 0,125 \text{ мм}$ .
- 19.3. Ширина раскрытия трещин от кратковременного действия постоянных и временных длительных нагрузок  $a_{cr,1} = 1 \cdot 0,5 \cdot 0,471 \cdot \frac{144,652}{2000000} \cdot 0,328 \cdot 10^3 = 0,056 \text{ мм}$ .
- 20а. Продолжительная ширина раскрытия трещин  $a_{cr}^t = a_{cr,1} = 0,078 \text{ мм}$
- 20б. Непродолжительная ширина раскрытия трещин  $a_{cr} = 0,078 + 0,125 - 0,056 = 0,147 \text{ мм}$
21.  $a_{cr} < a_{cr,ult}$ ,  $a_{cr}^t < a_{cr,ult}^t$
22. Трещиностойкость обеспечена.

### III. Расчет нижнего ПН пояса: наклонное сечение.

- Дано:
  - максимальная поперечная сила на опоре  $Q_{\max} = 29,72 \text{ кН}$ ,
  - класс конструктивной арматуры В500.
- Коэффициент учета влияния длительной нагрузки на прочность бетона  $g_{b1} = 0,9$ .
- 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  $R_{sw} = 300 \text{ МПа}$ .
- Прочность бетона с учетом длительности действия нагрузки  $R_b = 0,9 \cdot 22,0 = 19,8 \text{ МПа}$   $R_{bt} = 0,9 \cdot 1,4 = 1,26 \text{ МПа}$ .

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

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

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

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

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

$$10. \text{ Поперечная сила воспринимаемая бетоном } Q_b = \frac{41,029}{0,72} = 56,984 \text{ кН}$$

$$11. \text{ Поперечная сила в конце наклонного сечения } Q = 29,72 \cdot \left[ 1 - \frac{2 \cdot 0,72}{18,0} \right] = 27,342 \text{ кН}$$

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

13б. Поперечная арматура устанавливается конструктивно.

$$14. \text{ Конструктивный шаг поперечных стержней } s_w = \min \left( 150 \text{ мм}; \frac{h}{2} = 0,15; \frac{1,346 \cdot 1,26 \cdot 10^3 \cdot 0,24 \cdot 0,24^2}{27,342} = 1 \right) = 0,15 \text{ м}$$

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

$$27б. \Delta Q = 0$$

#### 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.

$$2. R_s = R_{sc} = 355 \text{ МПа.}$$

$$3. \text{ Величина случайного эксцентриситета } e_a = \max \left( \frac{1}{600} \cdot 1,5 = 0,0025, \frac{1}{30} \cdot 0,42 = 0,014, 10 \text{ мм} \right) = 0,014 \text{ м.}$$

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

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

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

7. Эксцентриситет продольного усилия относительно центра тяжести сечения  $e_0 = \frac{50,92}{1038,51} = 0,049 м$ .
8. Эксцентриситет продольного усилия относительно растянутой грани сечения  $e = 0,049 + \frac{0,42 - 0,04}{2} = 0,219 м$ .
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  $A'_s = \frac{1038,51 \cdot 0,219 - 0,39 \cdot 19,8 \cdot 10^3 \cdot 0,28 \cdot 0,38^2}{355 \cdot 10^3 \cdot (0,38 - 0,04)} \cdot 10^6 = -701,672 мм^2$ .
12. Площадь растянутой арматуры  $A_s = \frac{0,531 \cdot 19,8 \cdot 10^3 \cdot 0,28 \cdot 0,38 - 1038,51}{355 \cdot 10^3} \cdot 10^6 + 0 = 224,645 мм^2$ .
13. Принимаем нижнюю арматуру  $2\emptyset 12A400$   $A_s = 226 мм^2$ ,  $d_s = 10 мм$ , а верхнюю  $2\emptyset 10A400$   $A'_s = 157 мм^2$ ,  $d'_s = 10 мм$ .

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

1. Дано:  
 - поперечная сила  $Q = 43,94$  кН,  
 2. Модуль упругости простой арматуры A400  $E_s = 200000$  МПа.  
 3. Максимальная поперечная сила в наклонном сечении  $Q_{max} = 43,94 + 0 = 43,94 кН$ .  
 4. Момент в наклонном сечении, воспринимаемый бетоном  $M_b = 1,5 \cdot 1,26 \cdot 10^3 \cdot 0,28 \cdot 0,38^2 = 76,416 кН \cdot м$   
 5. Длина проекции наклонного сечения  $c = 3 \cdot 0,38 = 1,14 м$   
 6. Поперечная сила воспринимаемая бетоном  $Q_b = \frac{76,416}{1,14} = 67,032 кН$   
 7. Коэффициент приведения арматуры к бетону  $\alpha = E_s/E_b = 200000/36000 = 5,556$ .  
 8. Приведенная площадь сечения  $A_{red} = 0,28 \cdot 0,42 + 5,556 \cdot 157 \cdot 10^{-6} + 5,556 \cdot 157 \cdot 10^{-6} = 0,119 м^2$ .  
 9. Приведенный статический момент  $S_{red} = 0,28 \cdot 0,42 \cdot \frac{0,42}{2} + 5,556 \cdot 157 \cdot 10^{-6} \cdot 0,04 + 5,556 \cdot 157 \cdot 10^{-6} \cdot (0,42 - 0,04) = 0,025 м^3$   
 10. Центр тяжести приведенного сечения относительно наиболее растянутой грани  $y = \frac{0,025}{0,119} = 0,21 м$ .  
 11. Момент инерции бетонного сечения  $I_b = \frac{0,28 \cdot 0,42^3}{12} + 0,28 \cdot 0,42 \left( 0,21 - \frac{0,42}{2} \right)^2 = 1,729 \cdot 10^{-3} м^4$ .  
 12. Момент инерции нижней и верхней арматуры  $I_s = 226 \cdot 10^{-6} (0,21 - 0,04)^2 = 6,49 \cdot 10^{-6} м^4$ ,  $I'_s = 157 \cdot 10^{-6} (0,42 - 0,21 - 0,04)^2 = 4,537 \cdot 10^{-6} м^4$   
 13. Приведенный момент инерции сечения  $I_{red} = 1,729 \cdot 10^{-3} + 5,556 \cdot 6,49 \cdot 10^{-6} + 5,556 \cdot 4,537 \cdot 10^{-6} = 1,79 \cdot 10^{-3} м^4$

14. Поперечная сила воспринимаемая бетоном до образования трещин  $Q_{cr} = 0,28 \frac{1,285 \cdot 10^{-3}}{0,018} - 1,26 \cdot 10^3 \sqrt{1 + \frac{439,701}{1,26 \cdot 10^3 \cdot 0,119}} = 49,829 \text{ кН}$
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)  $Q_{max} = 38,374 < 2,5R_b b h_0 = 2,5 \cdot 1,26 \cdot 10^3 \cdot 0,28 \cdot 0,42 = 335,16 \text{ кН}$  и б)  $Q = 38,374 < Q_b = 67,032$ .
- 18б. 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  $s=200 \text{ мм}$ .

#### 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  $e_a = \max \left( \frac{1}{600} \cdot 1,5 = 0,0025, \frac{1}{30} \cdot 0,5 = 0,017, 10 \text{ мм} \right) = 0,017 \text{ м}$ .

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 2Ø10А400  $A_s = 157 \text{ мм}^2$ ,  $d_s = 10 \text{ мм}$ , а верхнюю 2Ø10А400  $A'_s = 157 \text{ мм}^2$ ,  $d'_s = 10 \text{ мм}$ .

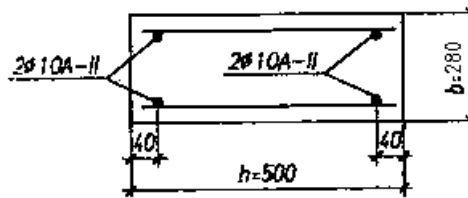


Рис. 3. К расчету прочности сечения стойки.

## VI. Расчет опорного узла.

1. Дано:

- продольная сила  $N=1047,89 \text{ кН}$ ;
- поперечная сила  $Q_{\max}=564,77 \text{ кН}$ ,
- ширина и высота нижнего пояса  $b=0,28 \text{ м}$ ,  $h=0,3 \text{ м}$ .
- высота и длина сечения опорной части  $e=0,88 \text{ м}$ ,  $d=1,15 \text{ м}$ ;
- величина защитного слоя бетона  $a=a'=0,06 \text{ м}$ ;

2. Прочность бетона при растяжении  $R_{bt}=1,75 \text{ МПа}$ , прочность конструктивной арматуры на сдвиг, ПН арматуры на растяжение  $R_{sp}=1170 \text{ МПа}$ , обычной на растяжение  $R_s=355 \text{ МПа}$ .

3. Длина проекции наклонного сечения  $c = 1,15 - 0,3 = 0,85 \text{ м}$ .

4. Расстояние от точки приложения поперечной силы до сжатой зоны бетона  $z_Q = 1,15 - 0,17 = 0,98 \text{ м}$ .

5. Диаметр ПН арматуры  $d_{sp} = 15 \text{ мм}$ .

6. Периметр одного стержня  $u_s = 3,14 \cdot 0,015 = 0,047 \text{ м}$ .

7. Площадь сечения одного стержня  $A_{sp(s)} = \frac{3,14 \cdot 0,015^2}{4} \cdot 10^6 = 176,715 \text{ мм}^2$ .

8. Принимаем коэффициенты  $h_1 = 2,2, h_2 = 1$

9. Передаточная прочность бетона  $R_{bond} = 2,2 \cdot 1 \cdot 1,75 \cdot 10^3 = 2,53 \text{ МПа}$

10. Базовая длина анкеровки  $l_{0an} = \frac{1170 \cdot 176,715 \cdot 10^6}{2,53 \cdot 10^3 \cdot 0,047} = 1,734 м$

11. Соответственно расчетная и принятая площадь ПН арматуры  $A_{sp,cal} = 1013 \cdot 10^6 мм^2, A_{sp,ef} = 1133 \cdot 10^6 мм^2$ .

12. Требуемая длина анкеровки  $l_{p,an} = 1,734 \cdot \frac{1013}{1133} = 1,551 м$

13. Угол наклона верхнего пояса на опоре (опасного сечения ВС)  $\alpha_{BC} = 30,1^\circ$

14. Координаты точки В  $y_B = \frac{0,3 + 0,001}{2} = 0,15 м, x_B = 0,3 + 0,15 = 0,45 м$

15. Координаты точки пересечения нижнего ряда ПН арматуры и линии ABC  $y_{p1} = 0,06 м, x_{p1} = 0,3 + 0,06 = 0,36 м$ .

16. Координаты точки пересечения верхнего ряда ПН арматуры и линии ABC  $y_{p2} = 0,3 - 0,06 = 0,24 м, x_{p2} = 0,3 + \frac{0,3}{2} + \left(0,24 - \frac{0,3}{2}\right) \cdot \frac{1}{\operatorname{tg} 30,1^\circ} = 0,605 м$ .

17. Коэффициенты  $g_{sp1} = \frac{0,36}{1,551} = 0,232, g_{sp2} = \frac{0,605}{1,551} = 0,39$ .

18. Усилие воспринимаемое ПН арматурой в сечении ABC  $N_{sp} = 1170 \cdot 10^3 (0,232 + 0,39) \frac{1133 \cdot 10^{-6}}{2} = 412,553 кН$

19. Усилие, которое должна воспринимать ненапрягаемой арматурой  $N_s = 1048 - 412,553 = 635,337 кН$

20. Расчетная площадь продольной ненапрягаемой арматуры  $A_{s,cal} = A_s = \frac{635,337}{355 \cdot 10^3} \cdot 10^{-6} = 1790 мм^2$

21. Минимальная площадь армирования.  $A_{s,min} = \frac{0,15 \cdot 1047,89}{355 \cdot 10^3} \cdot 10^{-6} = 295,18 мм^2$

22. Принимаем 2Ø20 А400,  $d_s = 20 мм, A_{s,ef} = 1885 мм^2$ .

$$y_1 = 0,1 м; l_{x1} = 0,3 + 0,1 - 0,02 = 0,38 м$$

23. Располагаем ненапрягаемую арматуру в два ряда с длиной анкеровки за наклонное сечение

$$y_2 = 0,2 м; l_{x2} = 0,3 + \frac{0,3}{2} + \left(0,2 - \frac{0,3}{2}\right) \cdot \frac{1}{\operatorname{tg} 30,1^\circ} - 0,02 = 0,516 м$$

24. Периметр  $u_s = 3,14 \cdot 0,02 = 0,063 м$ .

25. Площадь одного стержня  $A_{s(s)} = \frac{3,14 \cdot 0,02^2}{4} \cdot 10^6 = 314,159 мм^2$ .

26. Принимаем коэффициенты  $h_1 = 2,5, h_2 = 1$

27. Передаточная прочность бетона  $R_{bond} = 2,5 \cdot 1 \cdot 1,75 \cdot 10^3 = 2,875 МПа$

28. Базовая длина анкеровки  $l_{0an} = \frac{355 \cdot 314,159 \cdot 10^6}{2,875 \cdot 10^3 \cdot 0,063} = 0,617 м$

29. Соответственно расчетная и принятая площадь ненапрягаемой арматуры  $A_{s,cal} = 1885 \cdot 10^6 мм^2, A_{s,ef} = 1885 \cdot 10^6 мм^2$ .

30. Требуемая длина анкеровки  $l_{an} = 0,617 \cdot \frac{1885}{1885} = 0,617 м$ .

31. Коэффициент  $g_{s5} = 1$ .

32. Уточненное значение усилия, воспринимаемого ненапрягаемой арматурой  $N'_s = 355 \cdot 10^3 \cdot (1+1) \frac{1885}{2} \cdot 10^{-6} = 669,175 мм^2$ .

33. Проверяем условие  $N'_s = 669,175 > N_s = 635,337$ , т.е. усилие не уточняем.

34. Принимаем  $N_s = 669,175 кН$ .

35. Высота сжатой зоны  $x = \frac{669,175 - 412,553}{15,3 \cdot 10^3 \cdot 0,2} = 0,283 м$ .

36. Координаты точки В<sub>1</sub> наклонного сечения АВ<sub>1</sub>С<sub>1</sub>  $x_{B1} = \frac{0,3 + 0,88 - 0,283 - 1,15 \cdot tg 30,1^0}{1 - tg 30,1^0} = 0,549 м$ ,  $y_{B1} = 0,549 - 0,3 = 0,249 м$

37. Уточненное расположение напрягаемой арматуры с длиной анкеровки за наклонное сечение  $y_{p1} = 0,06 м$ ;  $x_{p1} = 0,3 + 0,06 = 0,36 м$   
 $y_{p2} = 0,3 - 0,06 = 0,24 м$ ;  $x_{p2} = 0,3 + 0,24 = 0,54 м$ .

38. Коэффициенты  $g_{sp1} = \frac{0,36}{1,551} = 0,232$ ,  $g_{sp2} = \frac{0,574}{1,551} = 0,348$

39. Усилие воспринимаемое ПН арматурой в сечении АВ<sub>1</sub>С<sub>1</sub>  $N_{sp} = 1170 \cdot 10^3 (0,232 + 0,348) \frac{1133 \cdot 10^{-6}}{2} = 384,662 кН$

40. Высота сжатой зоны  $x = \frac{384,662 + 669,175}{15,3 \cdot 10^3 \cdot 0,2} = 0,276 м$ .

41. Плечо внутренней пары сил для ненапрягаемой арматуры  $z_s = 0,88 - 0,15 - \frac{0,276}{2} = 0,592 м$ .

42. Плечо внутренней пары сил для ПН арматуры  $z_{sp} = z_s = 0,592 м$ .

43. Расчетная поперечная сила  $Q = 564,77 кН$

44. Требуемая интенсивность хомутов  $q_{sw} = \frac{2(564,77 \cdot 0,98 - 384,662 \cdot 0,592 - 669,175 \cdot 0,592)}{0,85^2} = -195,581 кН / м$

45. Проверка условия  $q_{sw} \leq 0$ , т.е. поперечная арматура устанавливается конструктивно.

46. Рекомендуемый шаг хомутов  $s_w = 100 мм$

47. Минимальный диаметр  $d_{sw} = 6 мм$  арматуры В500.

48. Минимальное количество продольной арматуры у верхней грани  $A'_{s,min} = 0,0005 \cdot 0,25 \cdot 0,88 \cdot 10^6 = 110 мм^2$ .

49. Принимаем поперечную арматуру 2Ø6 В500  $A_{sw} = 57 мм^2$ ,  $n_{sw} = 2$ ,  $d_{sw} = 6 мм$ , продольную у верхней грани 2Ø10 А400  $A'_s = 157 мм^2$ ,  $d'_s = 10 мм$ .



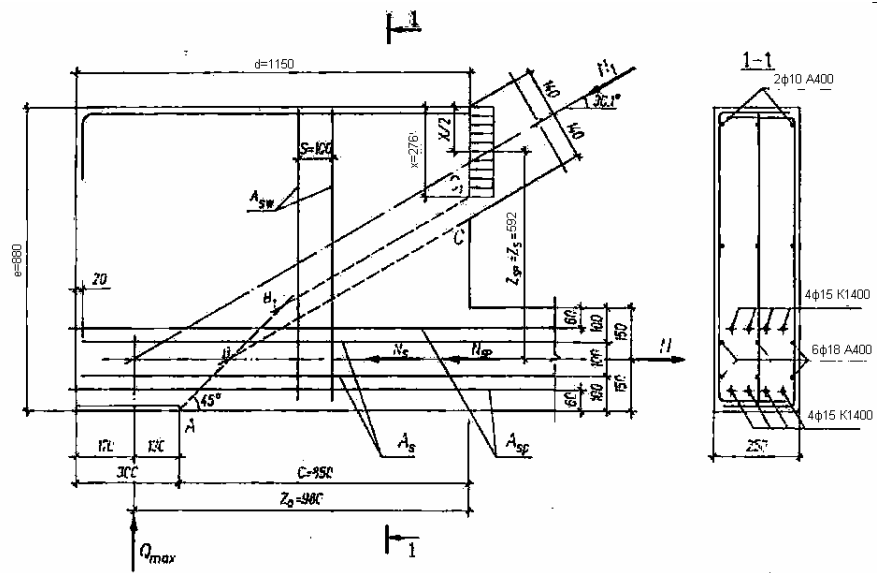


Рис. 4. К расчету прочности опорной части фермы по наклонному сечению.

## 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.