



Кафедра железобетонных и каменных конструкций

## **МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ**

**к выполнению курсовой работы**

**на тему:**

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

**Этап № 4**

**Проектирование предварительно напряженной  
безраскосной фермы ФБ18(ФБ24)**

КАЗАНЬ, 2011

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-I). 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 площадью  $A_s = 0,2 \cdot N / R_s$ , где  $N$  – расчетное усилие при опорной панели, но диаметром не менее 12 мм, заведенные в приопорную панель нижнего пояса, и поперечные стержни диаметром 10 мм.

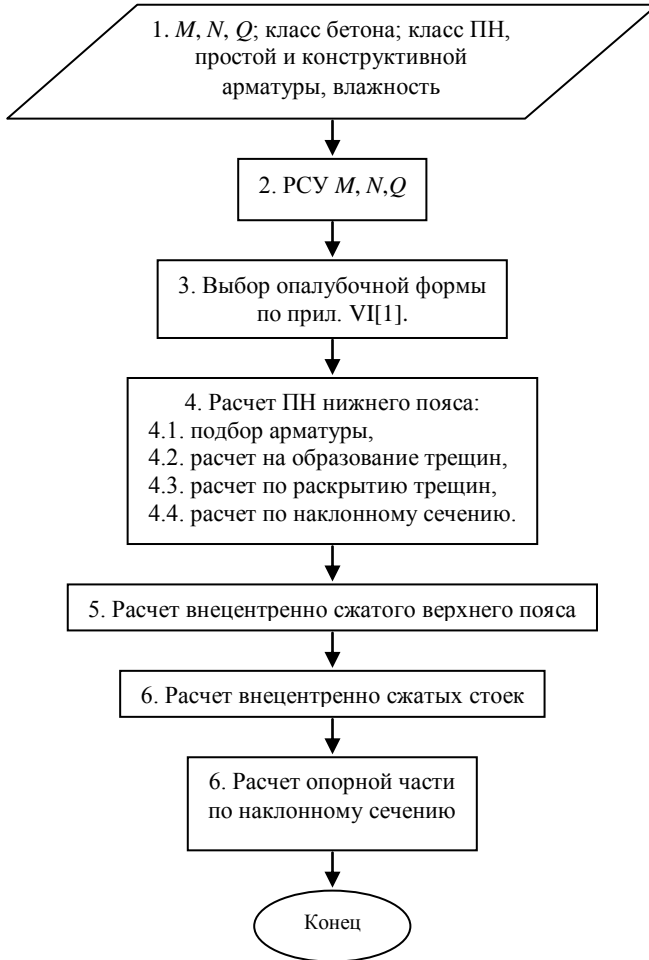
## Порядок расчета

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

Общая схема расчета балки показана блок-схеме 1:

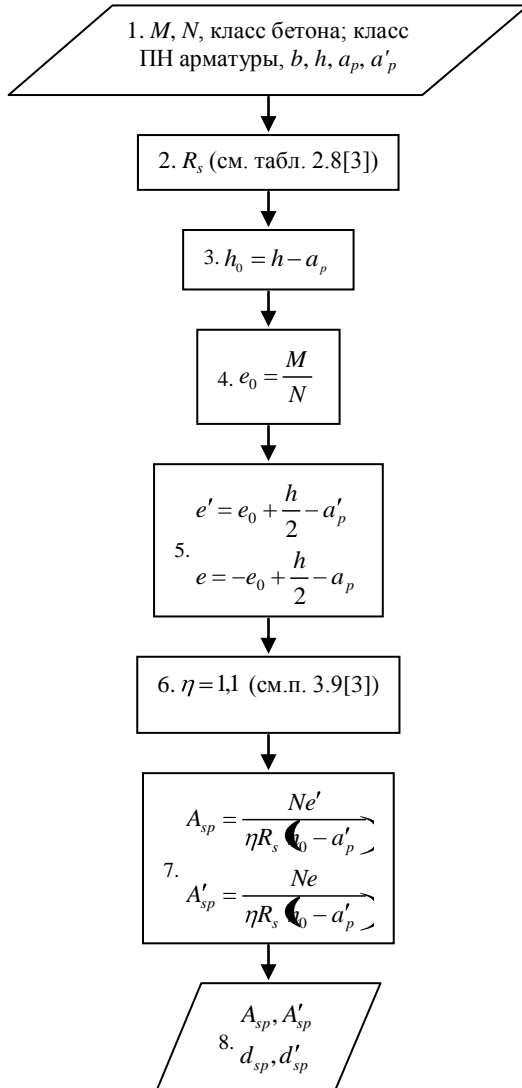
**Блок-схема 1**

Общая схема расчета безраскосной фермы



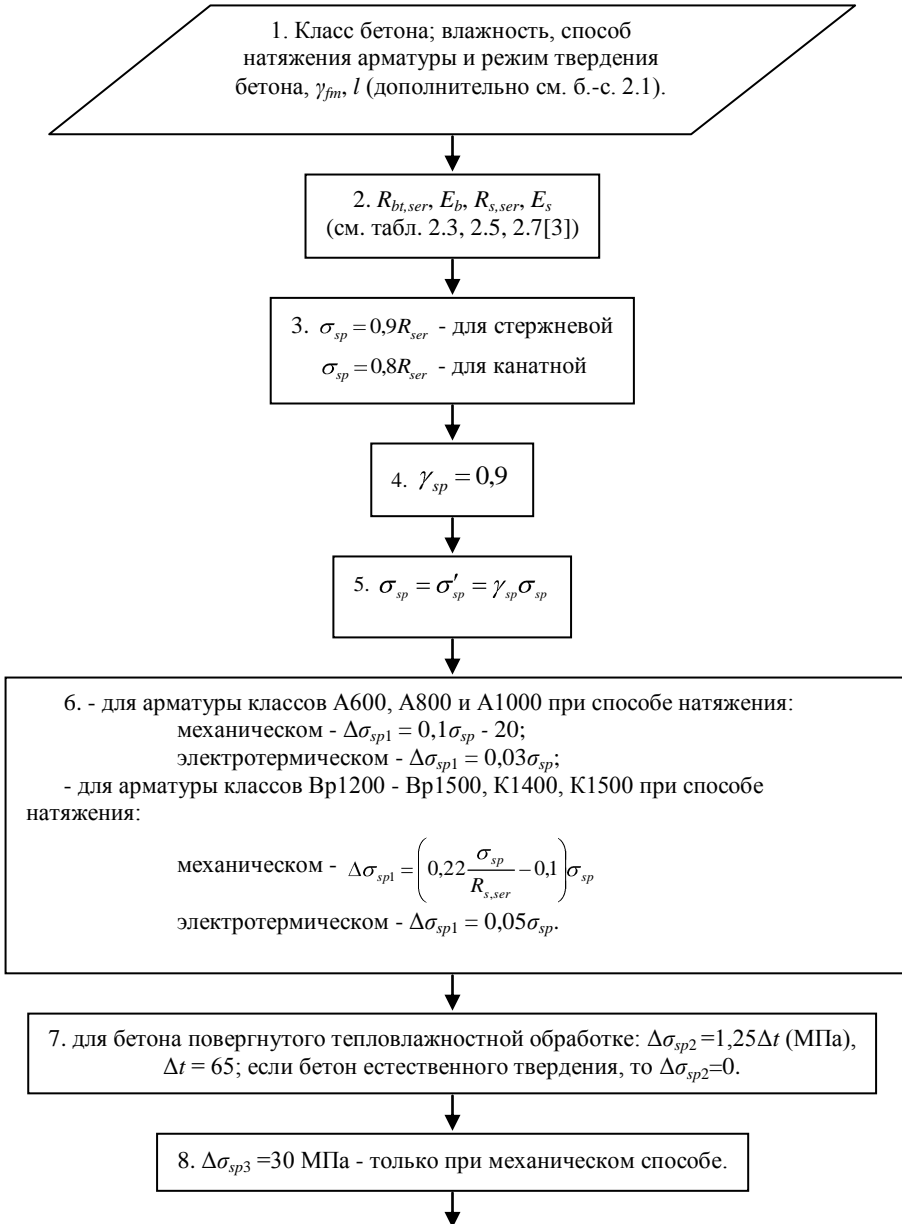
### Блок-схема 2.1.

Расчет ПН нижнего пояса балки: подбор арматуры



## Блок-схема 2.2.

Расчет ПН нижнего пояса балки: образование трещин.



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

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

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

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

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

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

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

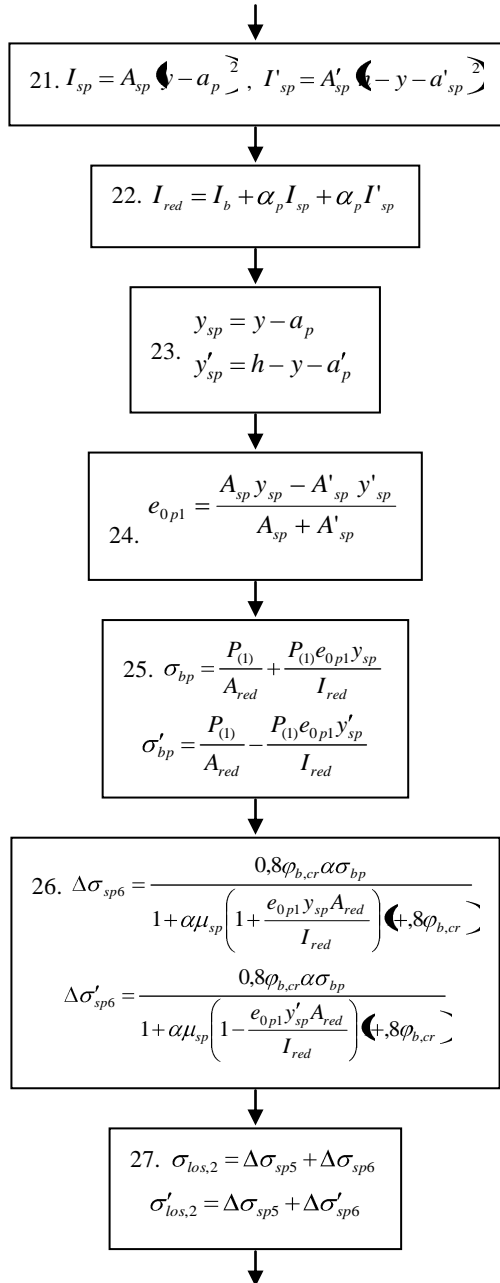
$$16. P_{(1)} = (A_{sp} + A'_{sp})(\sigma_{sp} - \sigma_{los,1})$$

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

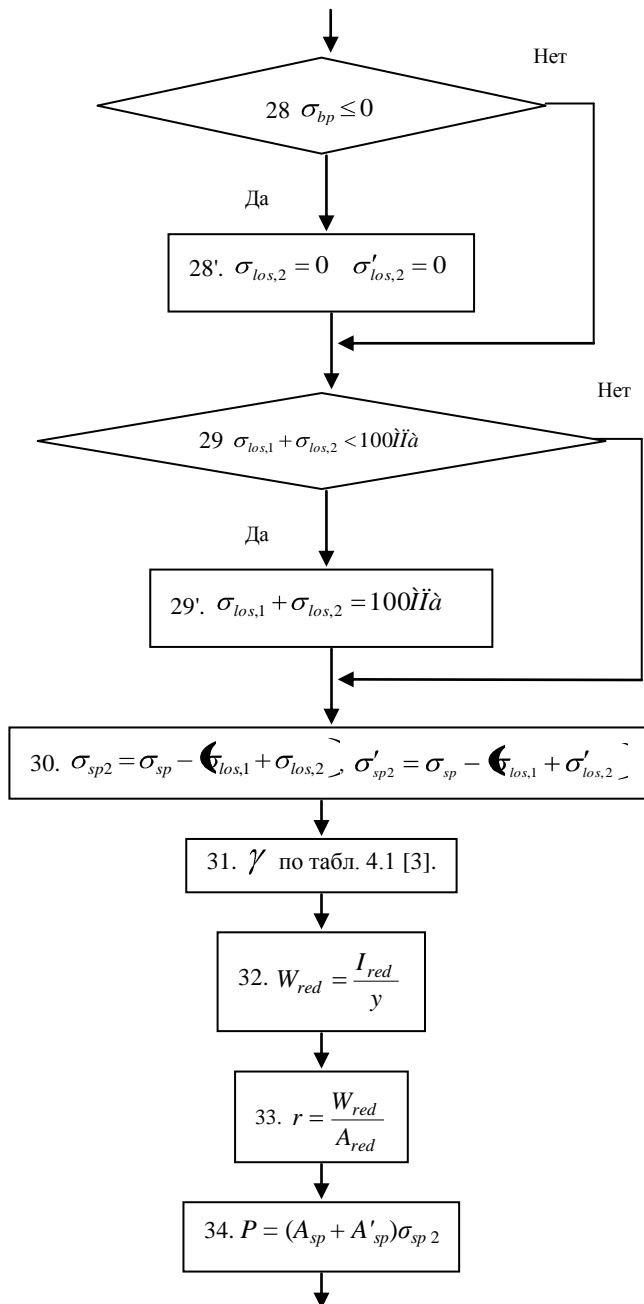
$$18. S_{red} = bh \frac{h}{2} + \alpha A_{sp} a_p + \alpha A'_{sp} (h - a'_p)$$

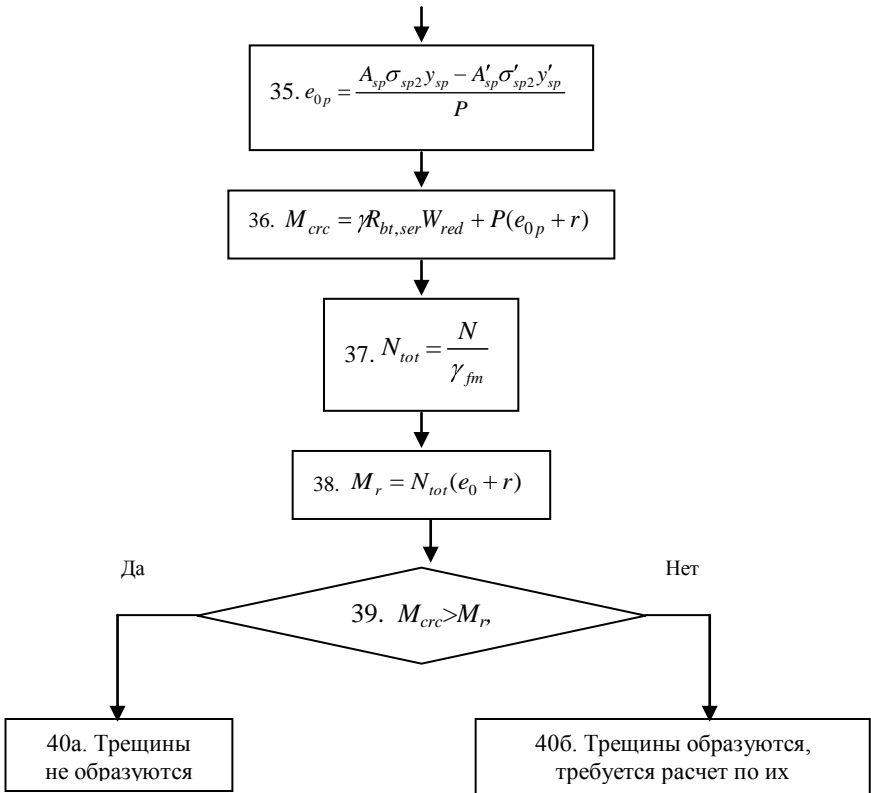
$$19. y = \frac{S_{red}}{A_{red}}$$

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



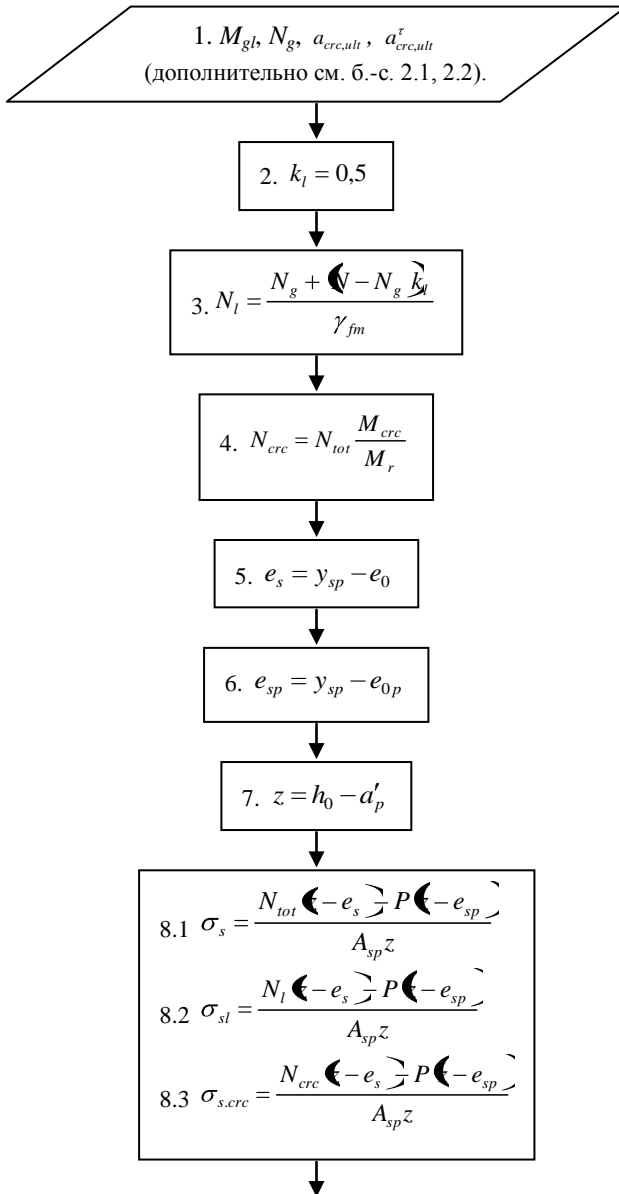


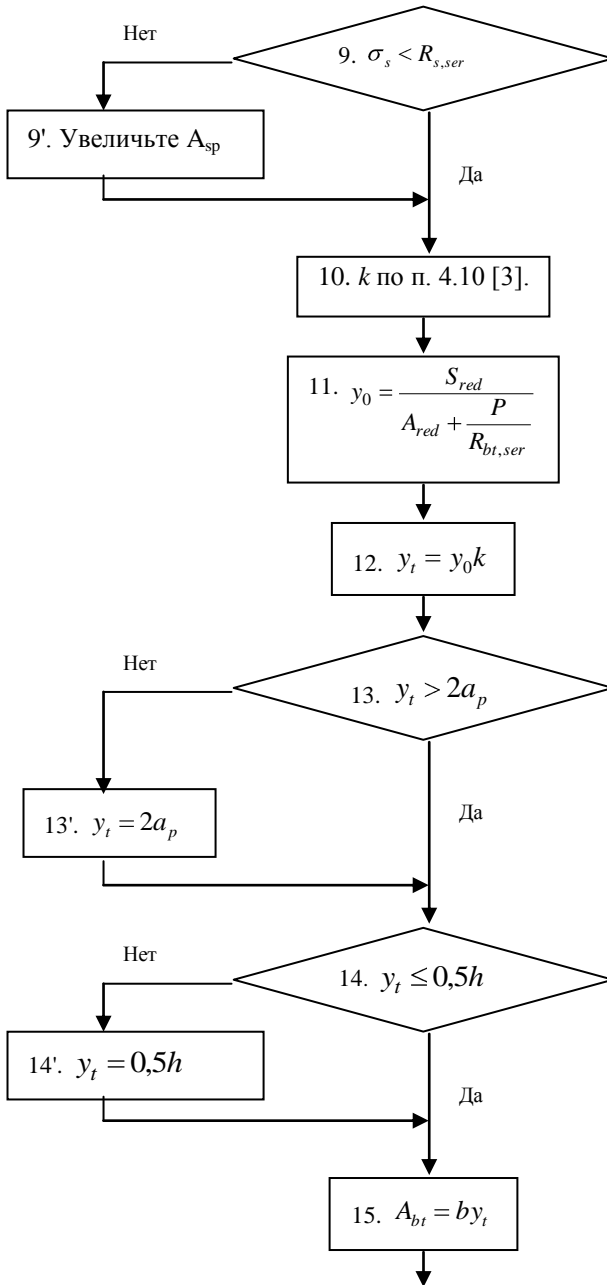




### Блок-схема 2.3.

Расчет ПН нижнего пояса балки: раскрытие трещин.





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

$$l_s = \max \left( 10d_{sn}; 100i \right)$$

$$17.1. \psi_s = \max \left( 1 - 0,8 \frac{\sigma_{s,crc}}{\sigma_s}; 0,2 \right)$$

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

18.  $\varphi_1, \varphi_1^r, \varphi_2$ , - по 4.10 [3]

$$19.1. a_{crc,1} = \varphi_1^r \varphi_2 \psi_{sl} \frac{\sigma_{sl}}{E_s} l_s$$

$$19.2. a_{crc,2} = \varphi_1 \varphi_2 \psi_s \frac{\sigma_s}{E_s} l_s$$

$$19.3. a_{crc,3} = \varphi_1 \varphi_2 \psi_{sl} \frac{\sigma_{sl}}{E_s} l_s$$

Продолжительное

Непродолжительное

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

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

Нет

Да

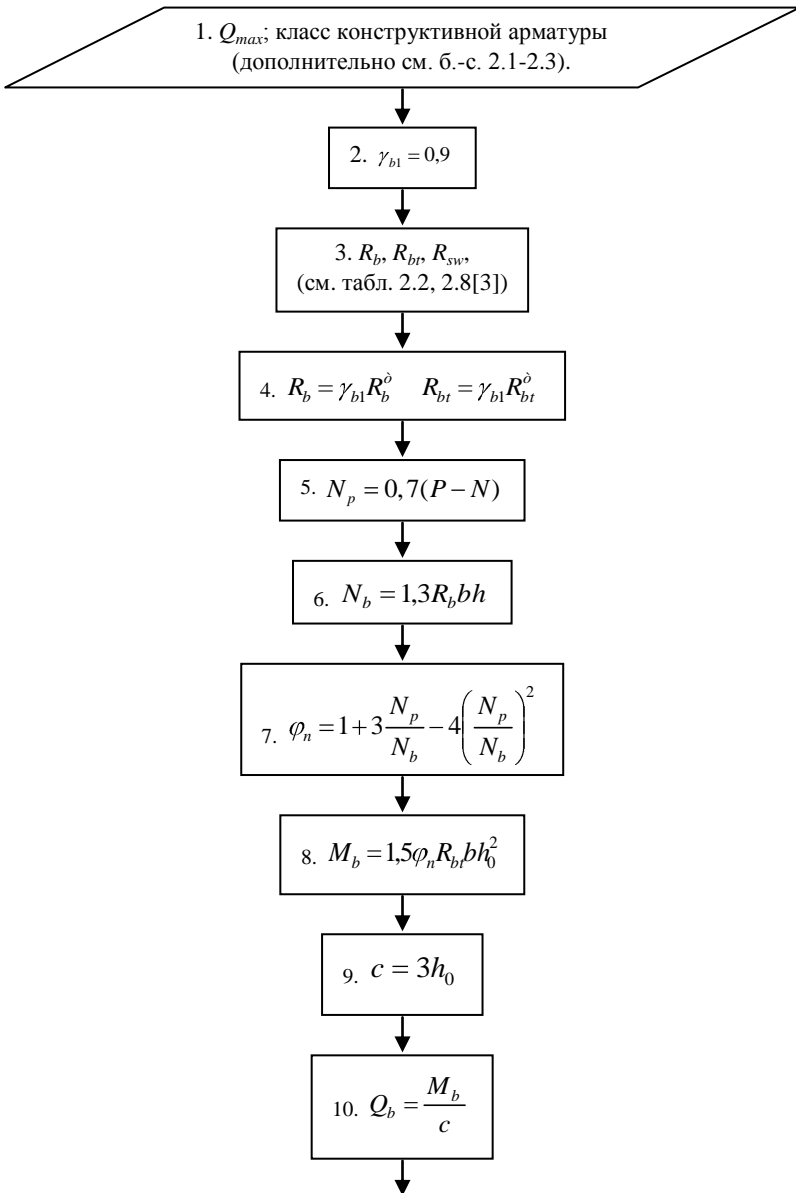
$$21. a_{crc} \leq a_{crc,ult}$$

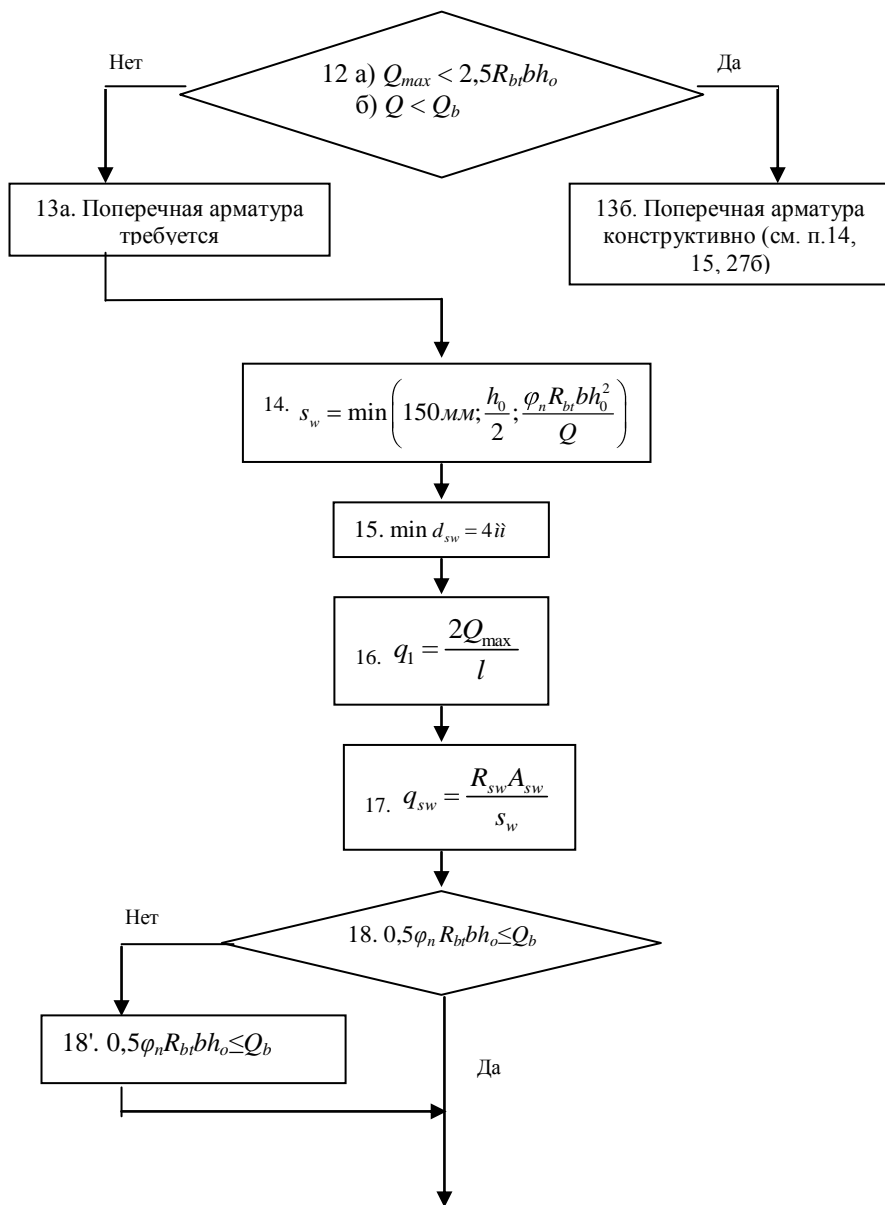
22а. Увеличьте  $R_{s,ser}$ ,  
 $A_b, R_{bt,ser}$

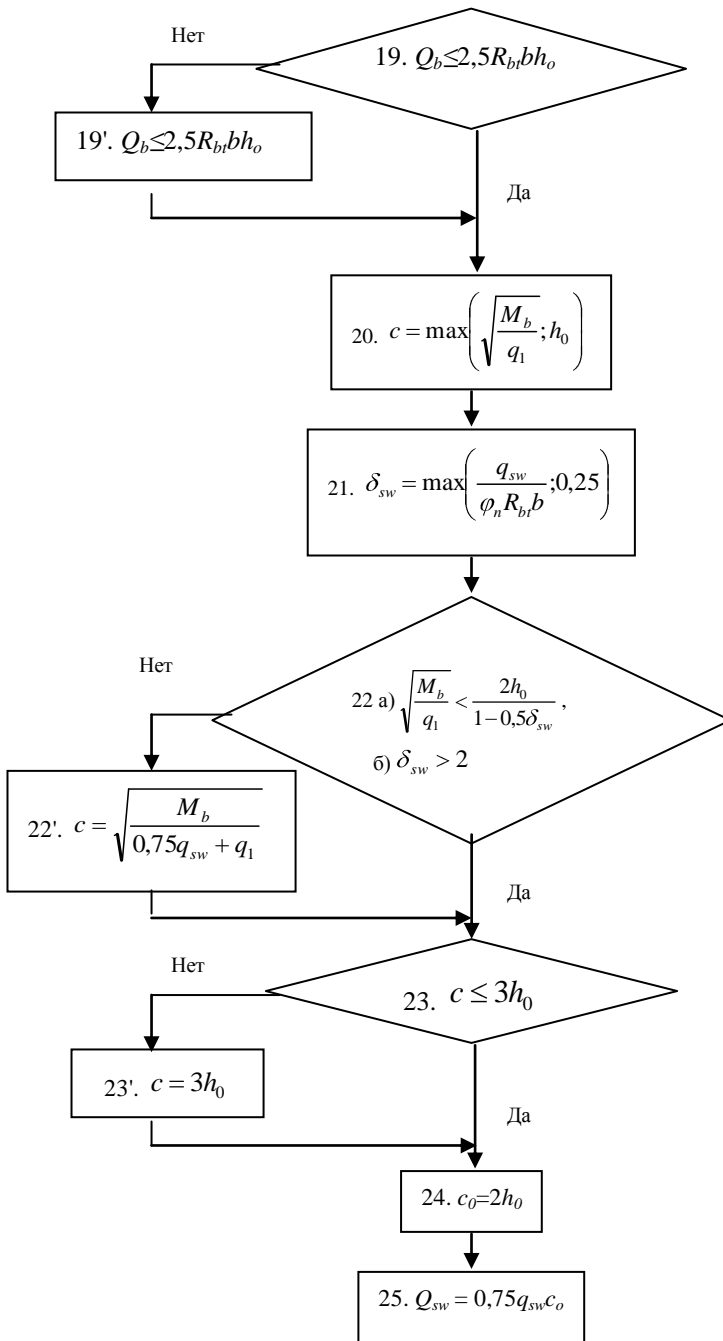
22б. Трещиностойкость  
обеспечена

**Блок-схема 2.4.**

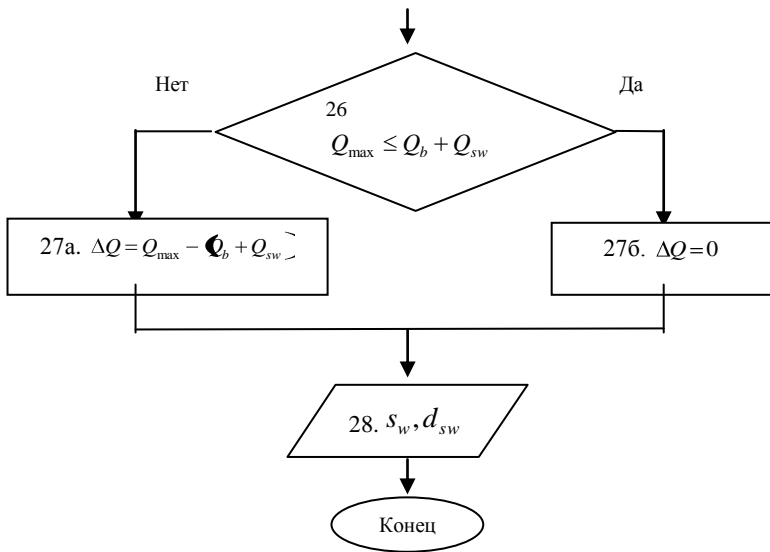
Расчет ПН нижнего пояса балки: наклонное сечение.





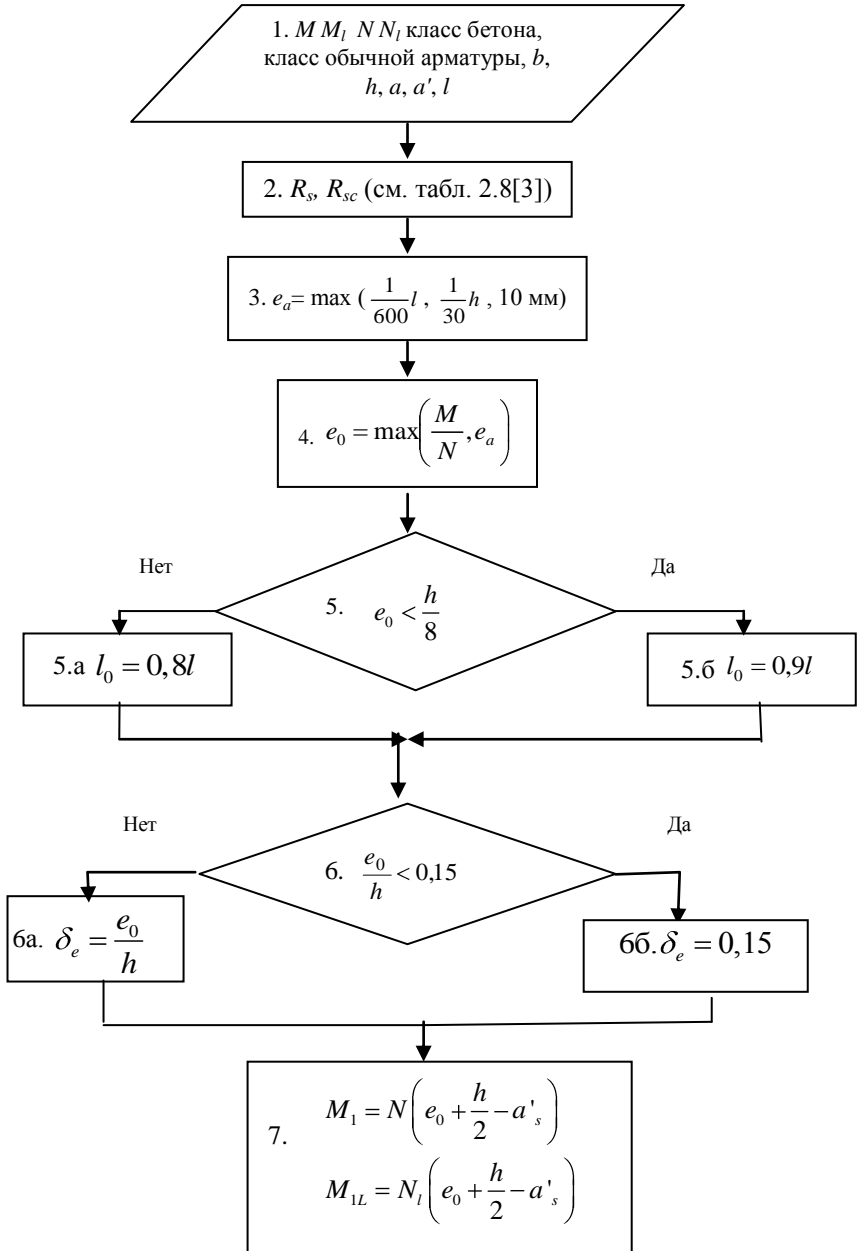


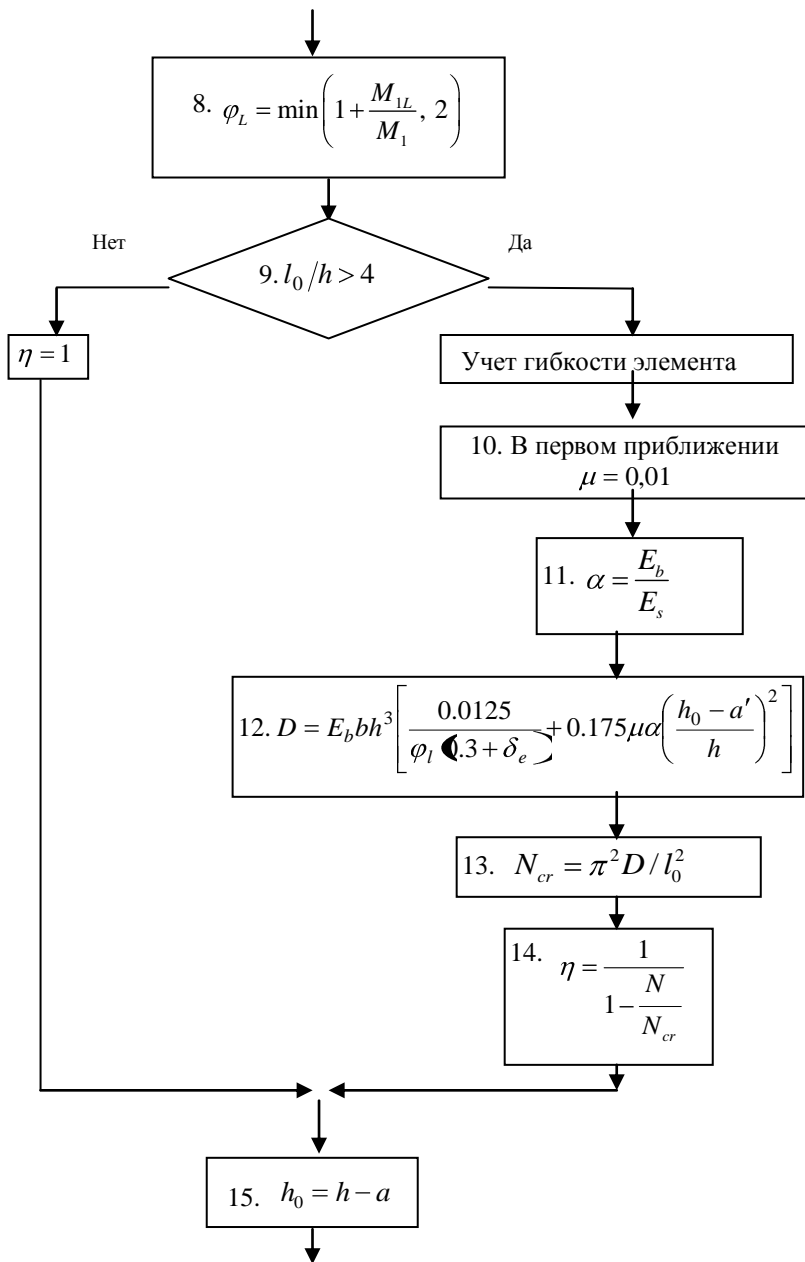




### Блок-схема 3.1

Расчет верхнего пояса: по нормальному сечению.





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

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

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

$$\alpha_s = \mu \frac{R_s}{R_b}$$

$$19. \alpha_{m1} = \frac{Ne}{R_b b h_0^2}, \quad \xi = \frac{\alpha_n \left( -\xi_R \right) \pm 2\alpha_s \xi_R}{1 - \xi_R + 2\alpha_s};$$

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

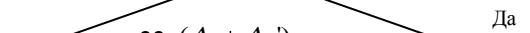
21.  $\alpha_n \leq \xi_R$

Нет

$$216. A_s = A'_s = \frac{R_b b h_0}{R_{sc}} \cdot \frac{\alpha_{m1} - \xi \left( -\xi/2 \right)}{1 - \delta}$$

Да

$$21a. A_s = A'_s = \frac{R_b b h_0}{R_s} \frac{\alpha_{m1} - \alpha_n (1 - \alpha_n / 2)}{1 - \delta}$$



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

Нет

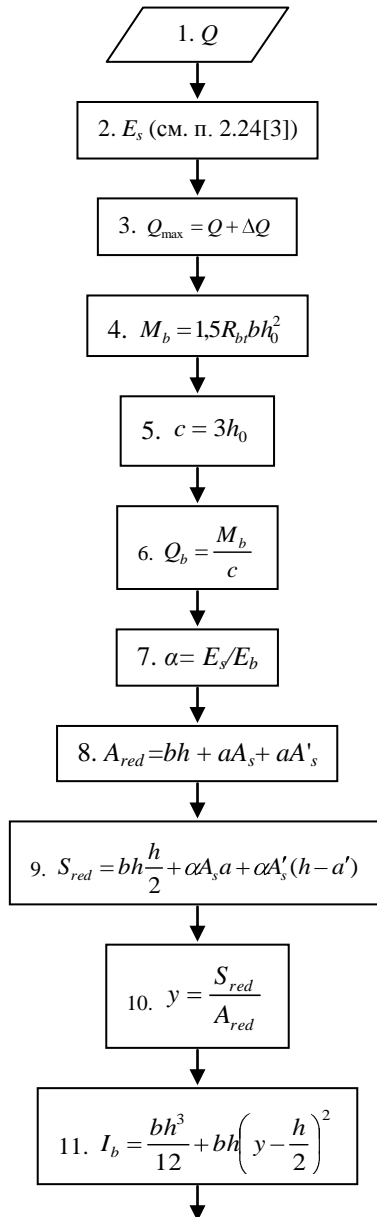
22a.  $\mu = \mu + 0,005$   
возврат на п. 11.

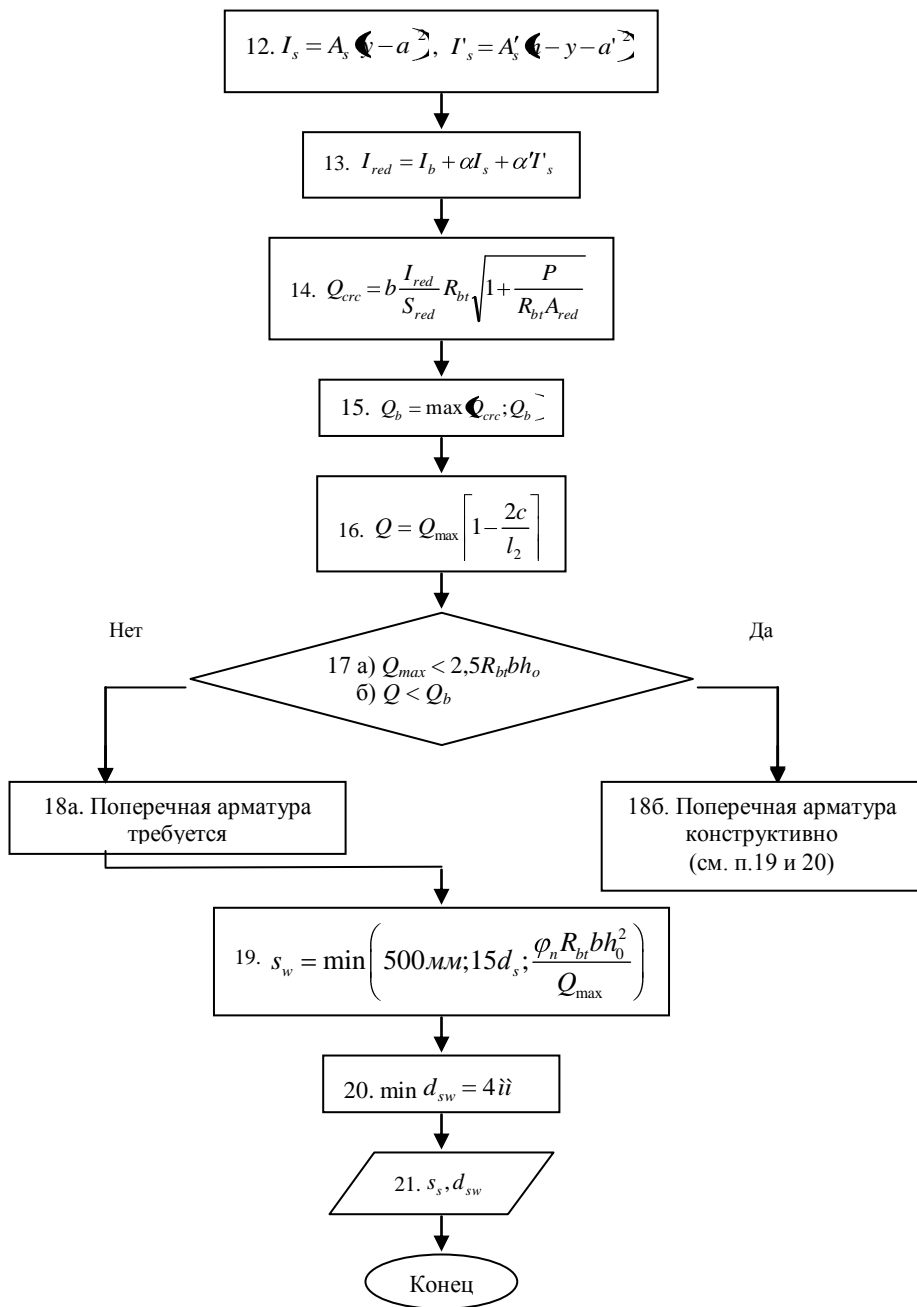
Да

22б.  $A_s, A'_s$   
 $d_s, d'_s$

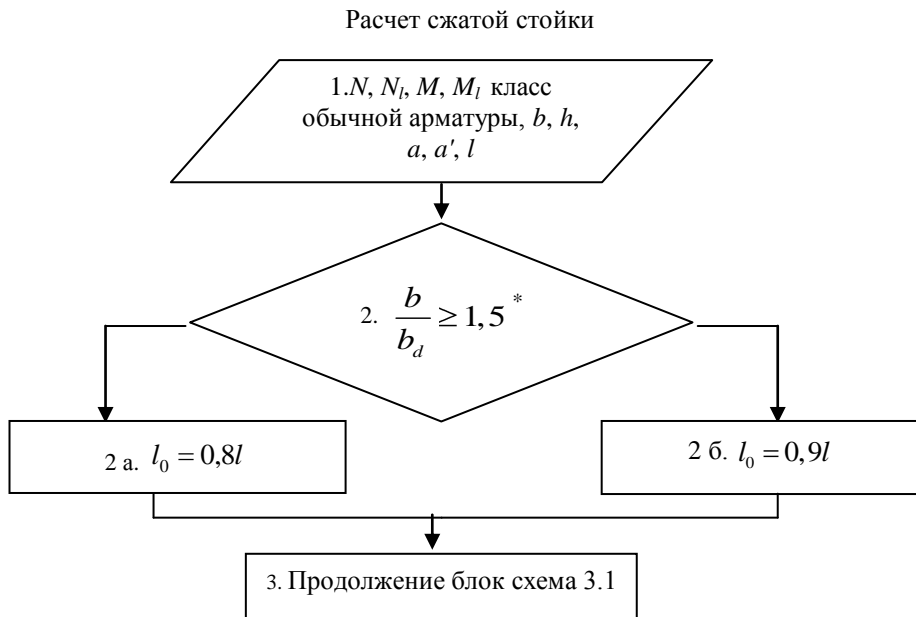
### Блок-схема 3.2

Расчет верхнего пояса: по наклонному сечению.



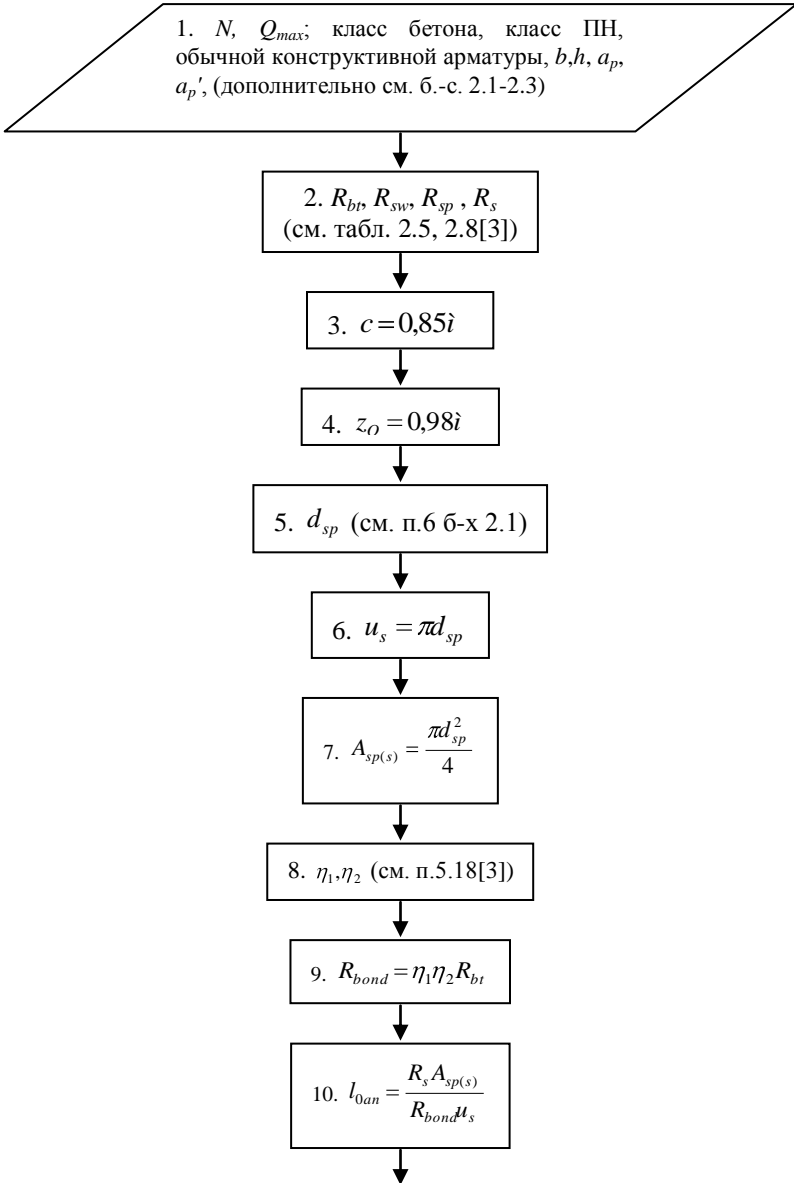


## Блок-схема 4



\* - 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.  $\alpha_{BC}$  (см. прил. 7-8 [1])

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

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

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

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

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

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

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



$$21. d_s, A_{s,ef}$$



$$22. u_s = \pi d_s$$



$$23. A_{s(s)} = \frac{\pi d_s^2}{4}$$



$$24. \eta_1, \eta_2 \text{ (см. п.5.18[3])}$$



$$25. R_{bond} = \eta_1 \eta_2 R_{bt}$$



$$26. l_{0an} = \frac{R_s A_{s(s)}}{R_{bond} \mu_s}$$

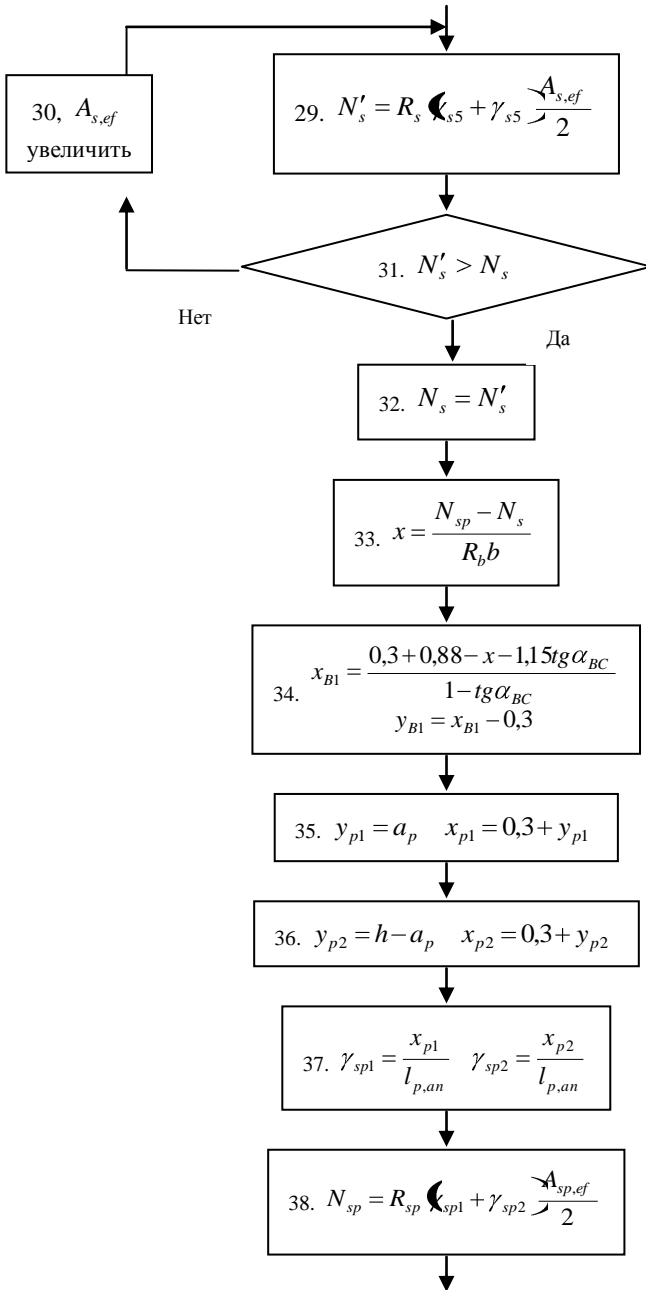


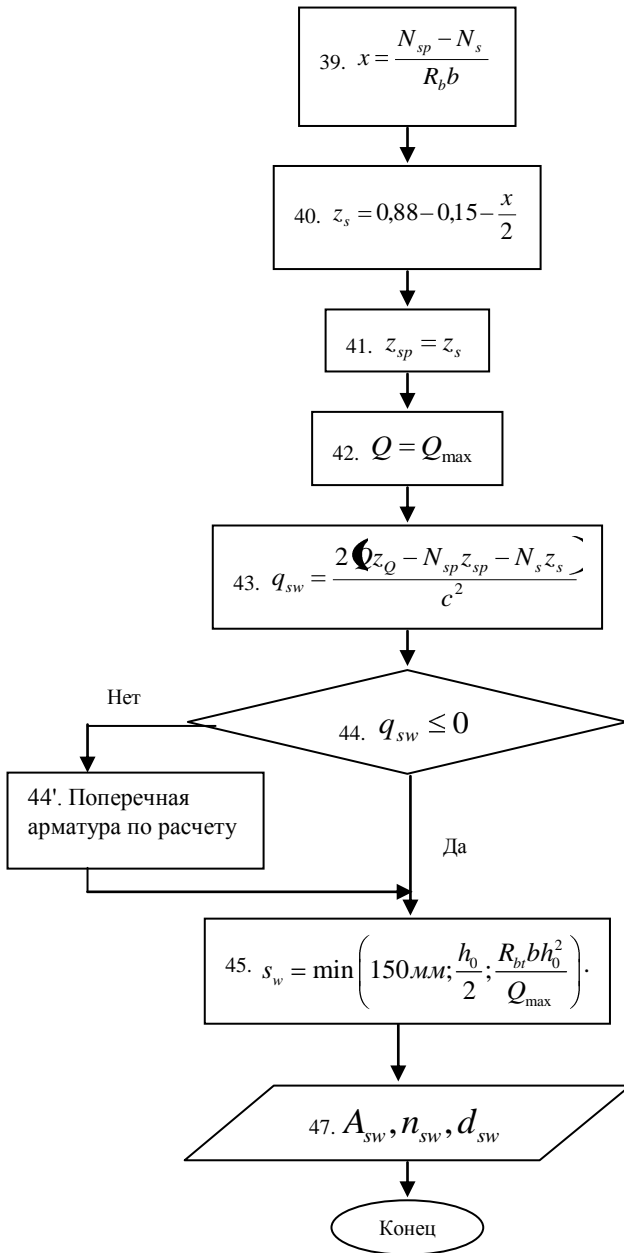
$$27. l_{an} = l_{0an} \frac{A_{sp,cal}}{A_{sp,ef}}$$



$$28. \gamma_{s5} = 0,5$$







## 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 занятии (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 Приложение.

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 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.

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

$$\text{сечения } e_0 = \frac{8,3}{638,84} = 0,013 \text{ м.}$$

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  $\eta = 1,1$ . (Согласно п.3.9 [Пособие]).

7. Площадь растянутой и сжатой арматуры

$$A_{sp} = \frac{638,84 \cdot 0,133}{1,1 \cdot 1000 \cdot 10^3 \cdot 0,29 - 0,05} \cdot 10^6 = 321,7 \text{ мм}^2,$$

$$A'_{sp} = \frac{638,84 \cdot 0,107}{1,1 \cdot 1000 \cdot 10^3 \cdot 0,29 - 0,05} \cdot 10^6 = 239 \text{ мм}^2.$$

8. Принимаем симметричное армирование 4Ø8 Вр-1200  $A_{sp} = 402 \text{ мм}^2$ , и верхнюю 4Ø8 Вр-1200  $A'_{sp} = 402 \text{ мм}^2$ ,  $d'_{sp} = 8 \text{ мм}$ .  $A_{tot} = 804 \text{ мм}^2$

### 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  $\gamma_{fn} = 1,249$ ;
- длина растянутого пояса  $l = 24,0 \text{ м}$

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

3. Назначаем величину предварительных напряжений

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

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

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

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

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

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

9. Потери от деформации анкеров  $\Delta\sigma_{sp4} = \frac{0,002}{24 + 1} \cdot 200000 = 16 \text{ МПа}$

10. Первые суммарные потери  $\sigma_{los,1} = 96,45 \text{ МПа}$

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

12. Потери от усадки бетона  $\Delta\sigma_{sp5} = 0,0003 \cdot 200000 = 60 \text{ МПа}$ .

13. Коэффициент ползучести  $\phi_{b,cr} = 1,6$ .

14. Коэффициент приведения арматуры к бетону  $\alpha = E_s/E_b = 200000/38000 = 5,263$ .

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

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

$$S_{red} = 0,24 \cdot 0,34 \cdot \frac{0,34}{2} + 5,263 \cdot 804 \cdot 10^{-6} \cdot 0,05 + 5,263 \cdot 804 \cdot 10^{-6} \cdot (0,29 - 0,05) = 0,014 \text{ м}^3$$

19. Центр тяжести приведенного сечения относительно наиболее растянутой грани  $y = \frac{0,014}{0,085} = 0,17 \text{ м}$ .

20. Момент инерции бетонного сечения

$$I_b = \frac{0,24 \cdot 0,34^3}{12} + 0,24 \cdot 0,34 \left( 0,7 - \frac{0,34}{2} \right)^2 = 7,861 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4$$

21. Момент инерции нижней и верхней арматуры

$$I_{sp} = 402 \cdot 10^{-6} \cdot 0,17 - 0,05^2 = 4,633 \cdot 10^{-6} \text{ м}^4$$

$$I'_{sp} = 402 \cdot 10^{-6} \cdot 0,34 - 0,17 - 0,05^2 = 4,633 \cdot 10^{-6} \text{ м}^4$$

22. Приведенный момент инерции сечения

$$I_{red} = 7,861 \cdot 10^{-4} + 5,263 \cdot 4,663 \cdot 10^{-6} + 5,263 \cdot 4,633 \cdot 10^{-6} = 8,349 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4$$

23. Расстояние от ц.т. приведенного сечения до ц.т. арматуры соответственно нижней и верхней  $y_{sp} = 0,17 - 0,05 = 0,12 \text{ м}$ ,

$$y'_{sp} = 0,34 - 0,17 - 0,05 = 0,12 \text{ м}$$

24. Эксцентриситет усилия обжатия с учетом первых потерь

$$e_{оп1} = \frac{0,12 \cdot 402 - 0,12 \cdot 402}{802} = 0 \text{ м}$$

25. Напряжения в бетоне на уровне ц.т. нижней и верхней арматуры

$$\sigma_{bp} = \sigma'_{bp} = \left( \frac{493,93}{0,085} + 0 \right) \cdot 10^{-3} = 5,812 \text{ МПа}$$

26. Потери от ползучести бетона

$$\Delta \sigma_{sp6} = \Delta \sigma'_{sp6} = \frac{0,8 \cdot 1,6 \cdot 5,263 \cdot 5,812}{1 + 5,263 \cdot 0,0788 \cdot 1 + 0} = 35,76 \text{ МПа}$$

27. Вторые суммарные потери в верхней и нижней арматуре .  
 $\sigma_{los,2} = 60 + 35,76 = 95,76 \text{ МПа}$  ,  $\sigma'_{los,2} = 60 + 35,76 = 95,76 \text{ МПа}$
28.  $\sigma_{bp} > 0$  , т.е. потери от ползучести следует учитывать.
29.  $\sigma_{los,1} + \sigma_{los,2} = 96,45 + 95,76 = 192,21 > 100 \text{ МПа}$
30. ПН с учетом всех потерь  $\sigma_{sp2} = \sigma'_{sp2} = 864 - 192,21 = 671,77 \text{ МПа}$  ..
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  $P = (804 - 671,77) \cdot 10^{-3} = 432,3 \text{ кН}$ .
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  $N_g = 587$  кН. Определено с учетом коэффициента п.1.7 [5], учитывающего долю длительной составляющей снеговой нагрузки  $k_l = 0,5$  .

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

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

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

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

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

$$\sigma_s = \frac{638,8 \cdot 0,24 - 0,107 - 432,4 \cdot 0,24 - 0,12}{402 \cdot 10^{-6} \cdot 0,24} \cdot 10^{-3} = 317,6 \text{ МПа}.$$

8.2. Напряжения в растянутой арматуре от усилия  $N_l$

$$\sigma_s = \frac{587 \cdot 0,24 - 0,107 - 432,4 \cdot 0,24 - 0,12}{402 \cdot 10^{-6} \cdot 0,24} \cdot 10^{-3} = 91,34 \text{ МПа}.$$

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

$$\sigma_s = \frac{574,4 \cdot 0,24 - 0,107 - 432,4 \cdot 0,24 - 0,12}{402 \cdot 10^{-6} \cdot 0,24} \cdot 10^{-3} = 252 \text{ МПа}.$$

9. Проверка  $\sigma_s < R_{s,ср}$ , 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  $\psi_s = \max \left( 1 - 0,8 \cdot \frac{252}{317} = 0,36; 0,2 \right) = 0,36$ .

17.. Коэффициент совместной работы бетона и арматуры при постоянной и временной длительной нагрузке  $\psi_{sl} = \max\left(1 - 0,8 \cdot \frac{252}{91,3}; 0,2\right) = 0,2$ .

18. Опытные коэффициенты  $\varphi_1 = 1$ ,  $\varphi_1^r = 1,4$   $\varphi_2 = 0,5$ .

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

$$a_{cr,c,1} = 1,4 \cdot 0,5 \cdot 0,2 \cdot \frac{91,34}{2000000} \cdot 0,298 \cdot 10^3 = 0,019 \text{ мм}.$$

19.2. Ширина раскрытия трещин от кратковременного действия полной нагрузки  $a_{cr,c,1} = 1 \cdot 0,5 \cdot 0,36 \cdot \frac{229,071}{2000000} \cdot 0,328 \cdot 10^3 = 0,125 \text{ мм}.$

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

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

20а. Продолжительная ширина раскрытия трещин  $a_{cr,c}^r = a_{cr,c,1} = 0,078 \text{ мм}$

20б. Непродолжительная ширина раскрытия трещин  $a_{cr,c} = 0,078 + 0,125 - 0,056 = 0,147 \text{ мм}$

21.  $a_{cr,c} < a_{cr,c,ult}$ ,  $a_{cr,c}^r < a_{cr,c,ult}^r$

22. Трещиностойкость обеспечена.

### Шг. 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  $\gamma_{bt} = 0,9$ .

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

$$\varphi_n = 1 + 3 \cdot \frac{307,971}{2162} - 4 \left( \frac{307,971}{2162} \right)^2 = 1,346$$

8. Момент в наклонном сечении, воспринимаемый бетоном

$$M_b = 1,5 \cdot 1,346 \cdot 1,26 \cdot 10^3 \cdot 0,28 \cdot 0,24^2 = 41,029 \text{êÍ} \cdot \text{ì}$$

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

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

11. Поперечная сила в конце наклонного сечения

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

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

13б. Поперечная арматура устанавливается конструктивно.

14. Конструктивный шаг поперечных стержней

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

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

27б.  $\Delta Q = 0$

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

1. Дано:

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

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

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  $l_0 = 0,9 \cdot 1,5 = 1,35 \text{ì}$

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

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

7. Эксцентриситет продольного усилия относительно центра тяжести

$$\text{сечения } e_0 = \frac{50,92}{1038,51} = 0,049 \text{ì}.$$

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

10. Предельный относительный момент  $\alpha_R = \min \left[ 0,531 \cdot \left( -0,5 \cdot 0,531 \right); 0,4 \right] = 0,39$

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

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

13. Принимаем нижнюю арматуру 2Ø12A400  $A_s = 226 \text{ м}^2$  ,  $d_s = 10 \text{ м}$  , а верхнюю 2Ø10A400  $A'_s = 157 \text{ м}^2$  ,  $d'_s = 10 \text{ м}$  .

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

1. Дано:

- поперечная сила  $Q = 43,94 \text{ кН}$ ,

2. Модуль упругости простой арматуры A400  $E_s = 200000 \text{ МПа}$ .

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  $A_{red} = 0,28 \cdot 0,42 + 5,556 \cdot 157 \cdot 10^{-6} + 5,556 \cdot 157 \cdot 10^{-6} = 0,119 \text{ м}^2$ .

9. Приведенный статический момент

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

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

11. Момент инерции бетонного сечения

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

12. Момент инерции нижней и верхней арматуры

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

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

13. Приведенный момент инерции сечения

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

14. Поперечная сила воспринимаемая бетоном до образования трещин

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

15. Уточненная поперечная сила воспринимаемая бетоном

$$Q_b = \max(49,829; 67,032) = 67,032 \text{êí}$$

16. Поперечная сила в конце наклонного сечения

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

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

18б. Поперечная арматура устанавливается конструктивно.

19. Конструктивный шаг поперечных стержней

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

20. Конструктивный диаметр поперечных стержней  $d_{sw} = 4i$

21. Принимаем поперечную арматуру 2Ø4B500 с шагом  $s = 200$  мм.

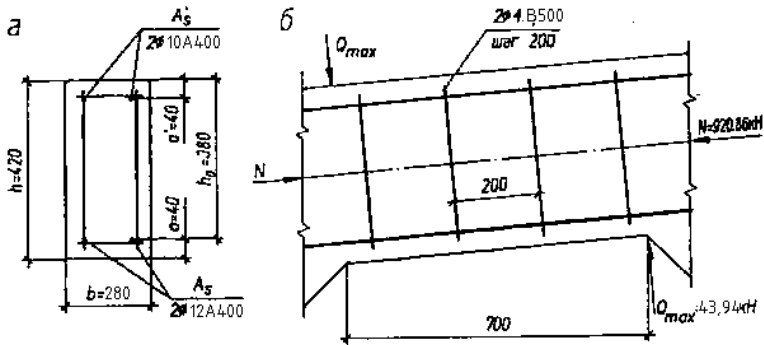


Рис. 1. К расчету сечений верхнего пояса фермы  
 а – для определения площади сечения продольной арматуры; б – к проверке прочности наклонных сечений.

## V. Расчет стоек.

1. Дано:

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

$$\text{сечения } e_0 = \frac{19,57}{2,31} = 8,472 \text{ м}.$$

7. Эксцентриситет продольного усилия относительно растянутой грани

$$\text{сечения } e = 0,46 + \frac{0,36 - 0,04}{2} = 8,862 \text{ м}.$$

8. Граничная высота сжатой зоны  $\xi_R = \min \left( \frac{0,8}{1 + \frac{355}{700}} = 0,531; 0,55 \right) = 0,531$

9. Предельный относительный момент

$$\alpha_R = \min \left[ 0,531 \cdot \left( -0,5 \cdot 0,531 \right); 0,4 \right] = 0,39$$

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  $\alpha_m = \frac{2,31 \cdot 8,862}{19,8 \cdot 10^3 \cdot 0,28 \cdot 0,46^2} = 0,017$

12. Площадь растянутой арматуры

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

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

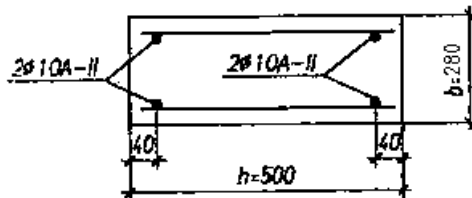


Рис. 2. К расчету прочности сечения стойки.

## 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  $c_1 = \min(2,85; 2 \cdot 0,998 = 1,995) = 1,995i$

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  $\varepsilon_1 = \frac{249,96}{1,346 \cdot 1,26 \cdot 10^3 \cdot 0,28 \cdot 0,998} = 0,528$

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

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

15б. Требуемая интенсивность хомутов

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

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

17. Конструктивный шаг поперечных стержней

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

$s = 200 \text{ мм}$ .

19. Требуемая площадь поперечной арматуры при 2 стержнях в сечении

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

20. Принимаем поперечную арматуру  $2\emptyset 12B500$   $A_{sw} = 226 i^2$  с шагом  $s = 200 \text{ мм}$ .



## Литература.

1. Автоматизированное проектирование железобетонных и каменных конструкций: Учеб. Пособие для строит. вузов. Н.А. Бородачев. – М.: Стройиздат., 1995. – 211 с.
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.