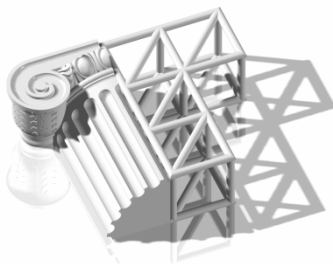


Министерство образования и науки Российской Федерации
Федеральное агентство по образованию
Казанский Государственный архитектурно-строительный университет

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 сегментной раскосной
фермы ФС18(ФС24)**

КАЗАНЬ, 2007

Методические указания содержат рекомендации по проектированию (расчету) раскосной сегментной стропильной фермы ФС18(ФС24).

Составители: асс. Радайкин О.В.,
под руководством проф. Соколова Б.С.

Введение

Сегментные раскосные фермы нашли широкое применение в конструкциях одноэтажных промышленных зданий. Они используются в качестве несущих элементов покрытия, т.е. являются стропильными конструкциями кровли. Ферма состоит из верхнего и нижнего пояса, и стоек с раскосами – решетки фермы. Нижний пояс является предварительно напряженным, что исключает появление чрезмерных прогибов.

Цель – уяснить суть и основные этапы расчета раскосной фермы.

Задачи:

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

Контрольные вопросы.

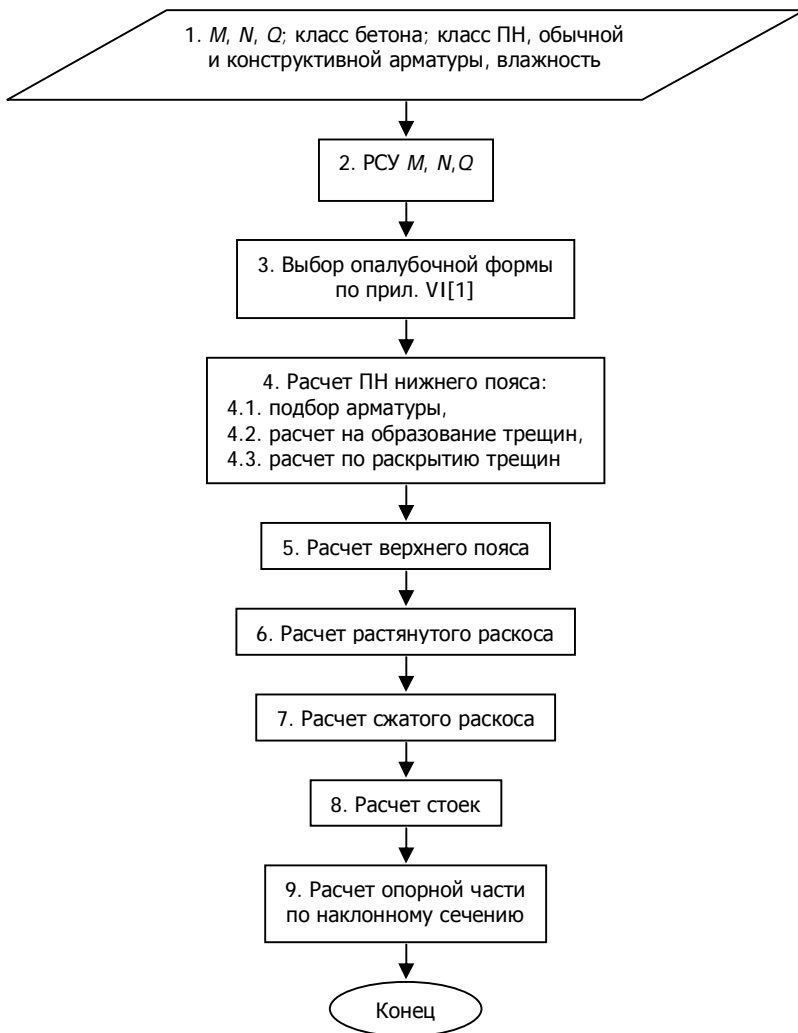
1. Какие разновидности типов стропильных конструкций одноэтажных промышленных зданий (ОПЗ) применяются в строительстве?
2. Что представляет собой стропильная раскосная ферма?
3. Какие основные принципы расчета стропильных ферм ФС?
4. Какие основные принципы конструирования стропильных ферм ФС?
5. Какие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

Порядок расчета.

Алгоритм расчета сегментной раскосной фермы (ФС18, ФС24) представлен в виде следующих блок-схем.

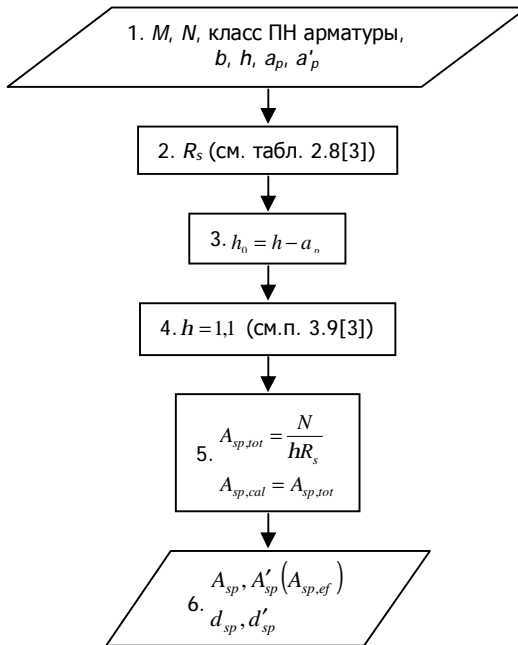
Блок-схема 1

Общая схема расчета сегментной фермы ФС18, ФС24



Блок-схема 2.1.

Расчет ПН нижнего пояса фермы: подбор арматуры

**Блок-схема 2.2.**

Расчет ПН нижнего пояса фермы: образование трещин.



$$5. s_{sp} = s'_{sp} = g_{sp} s_{sp}$$

6. - для арматуры классов А600, А800 и А1000 при способе натяжения:
 механическом - $\Delta\sigma_{sp1} = 0,1\sigma_{sp} - 20$;
 электротермическом - $\Delta\sigma_{sp1} = 0,03\sigma_{sp}$;
 - для арматуры классов Вр1200 - Вр1500, К1400, К1500 при способе натяжения:
 механическом - $\Delta s_{sp1} = \left(0,22 \frac{s_{sp}}{R_{s,ser}} - 0,1 \right) s_{sp}$
 электротермическом - $\Delta\sigma_{sp1} = 0,05\sigma_{sp}$.

7. для бетона повергнутого тепловлажностной обработке: $\Delta\sigma_{sp2} = 1,25\Delta t$ (МПа),
 $\Delta t = 65$; если бетон естественного твердения, то $\Delta\sigma_{sp2} = 0$.

8. $\Delta\sigma_{sp3} = 30$ МПа - только при механическом способе.

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

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

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

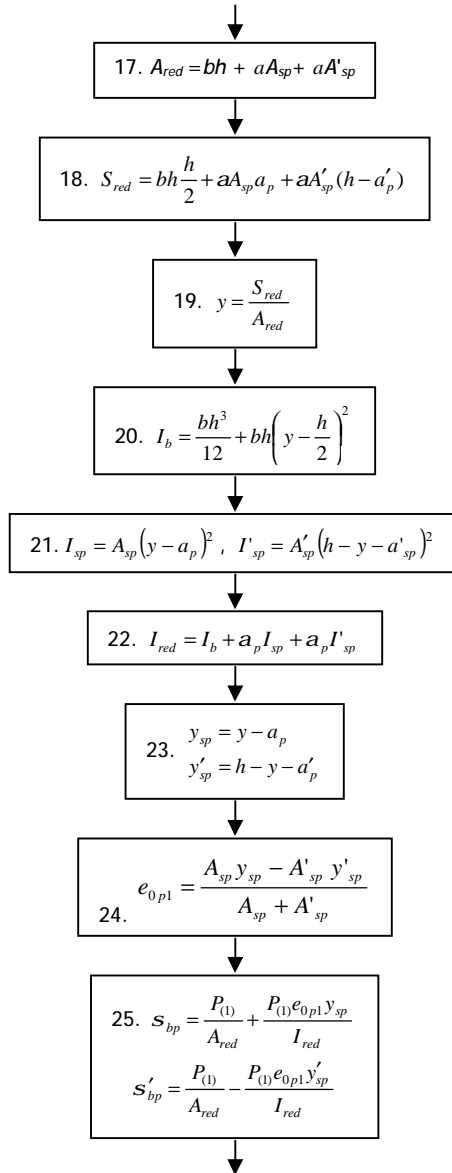
$$12. \Delta\sigma_{sp5} = \varepsilon_{b,sh} E_s$$

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

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

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

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

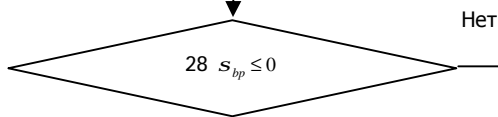


$$26. \Delta s_{sp6} = \frac{0,8j_{b,cr} a s_{bp}}{1 + a m_{sp} \left(1 + \frac{e_{0p1} y_{sp} A_{red}}{I_{red}} \right) (1 + 8j_{b,cr})}$$

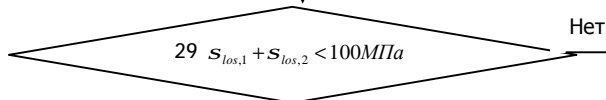
$$\Delta s'_{sp6} = \frac{0,8j_{b,cr} a s_{bp}}{1 + a m_{sp} \left(1 - \frac{e_{0p1} y'_{sp} A_{red}}{I_{red}} \right) (1 + 8j_{b,cr})}$$

$$27. s_{los,2} = \Delta s_{sp5} + \Delta s_{sp6}$$

$$s'_{los,2} = \Delta s_{sp5} + \Delta s'_{sp6}$$



$$28'. s_{los,2} = 0 \quad s'_{los,2} = 0$$



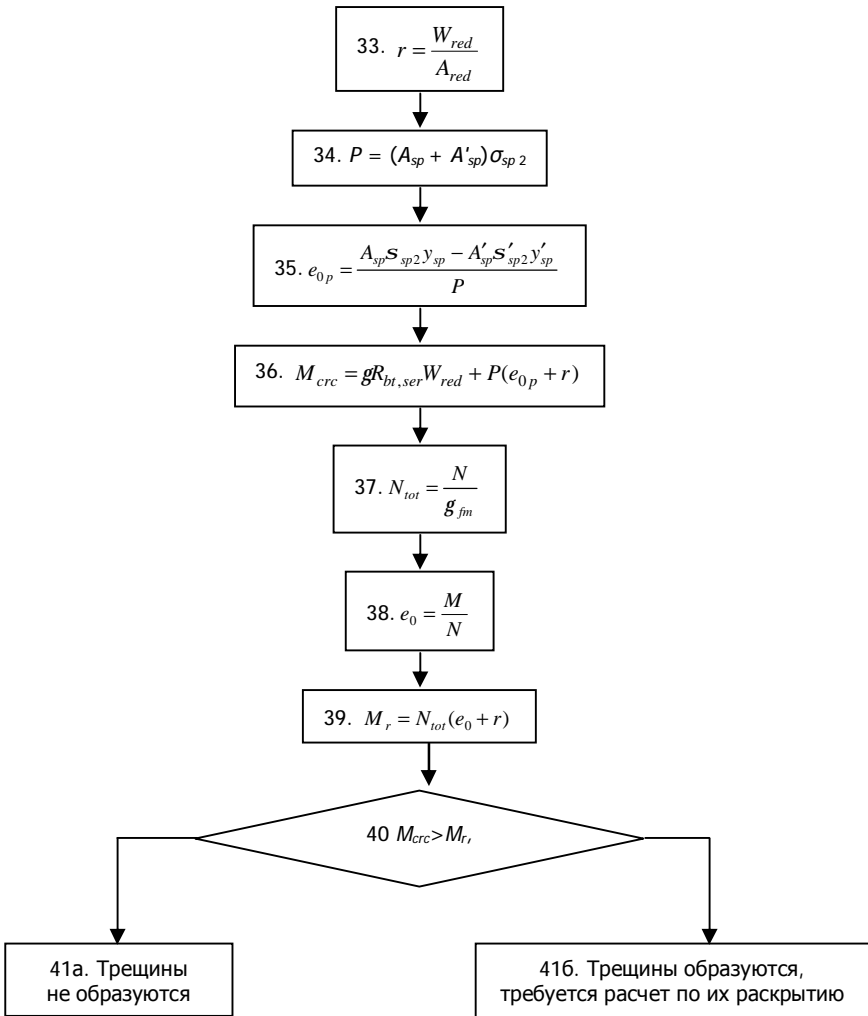
$$29'. s_{los,1} + s_{los,2} = 100 \text{ МПа}$$

$$30. s_{sp2} = s_{sp} - (s_{los,1} + s_{los,2}), \quad s'_{sp2} = s_{sp} - (s_{los,1} + s'_{los,2})$$

31. g по табл. 4.1 [3].

$$32. W_{red} = \frac{I_{red}}{y}$$

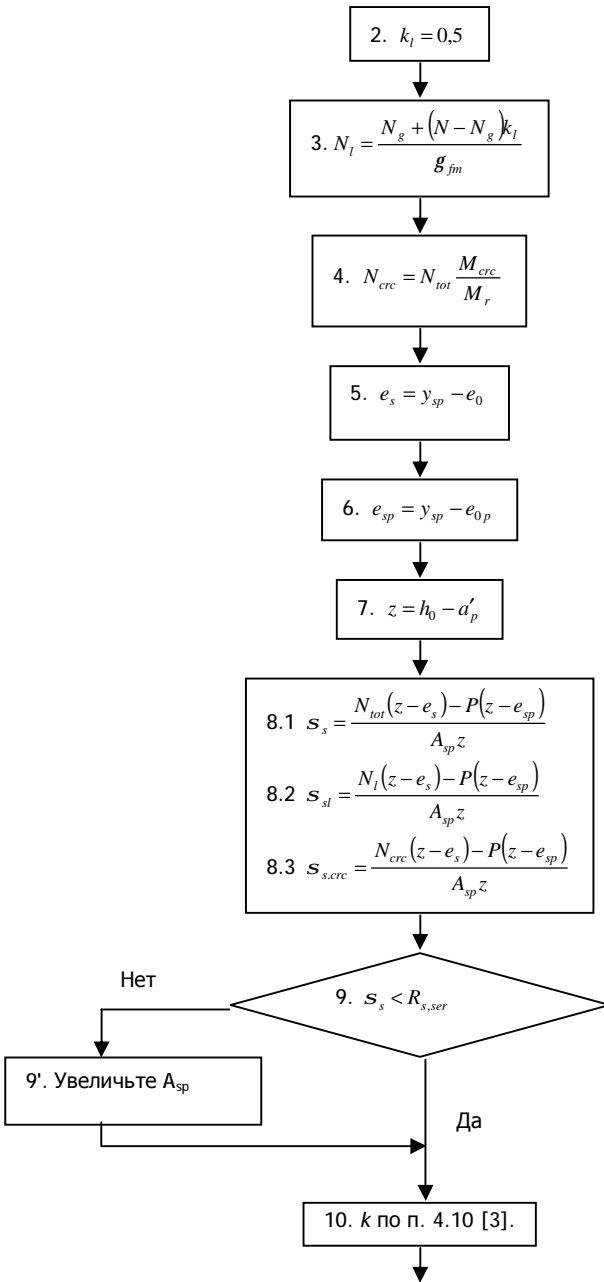


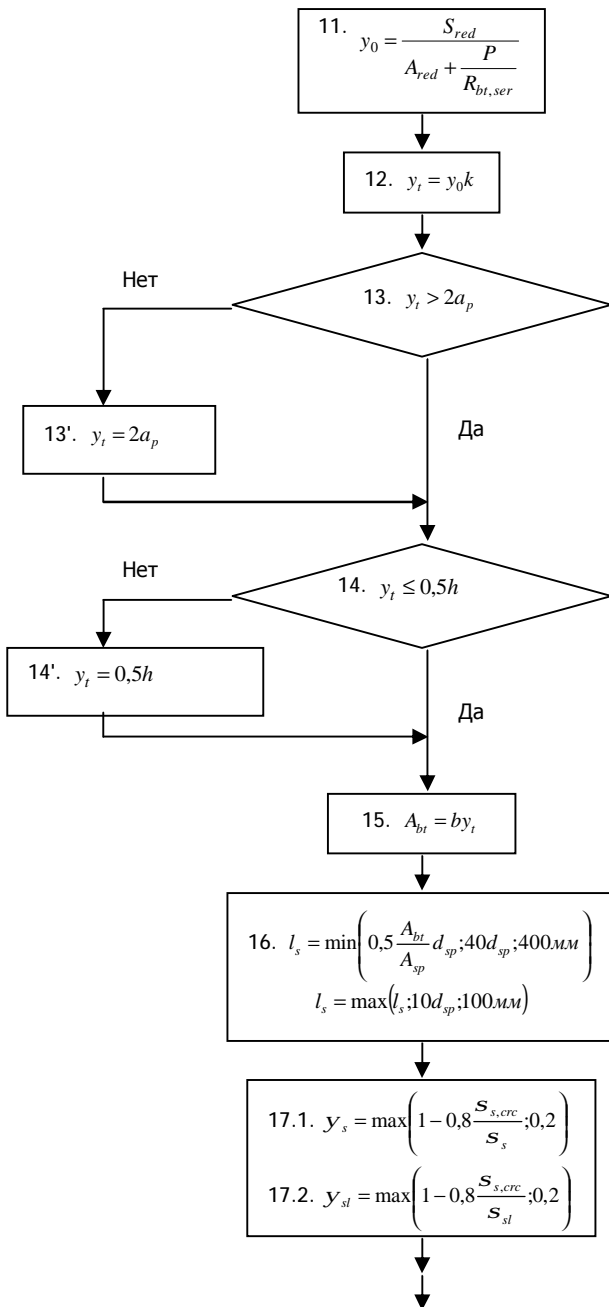


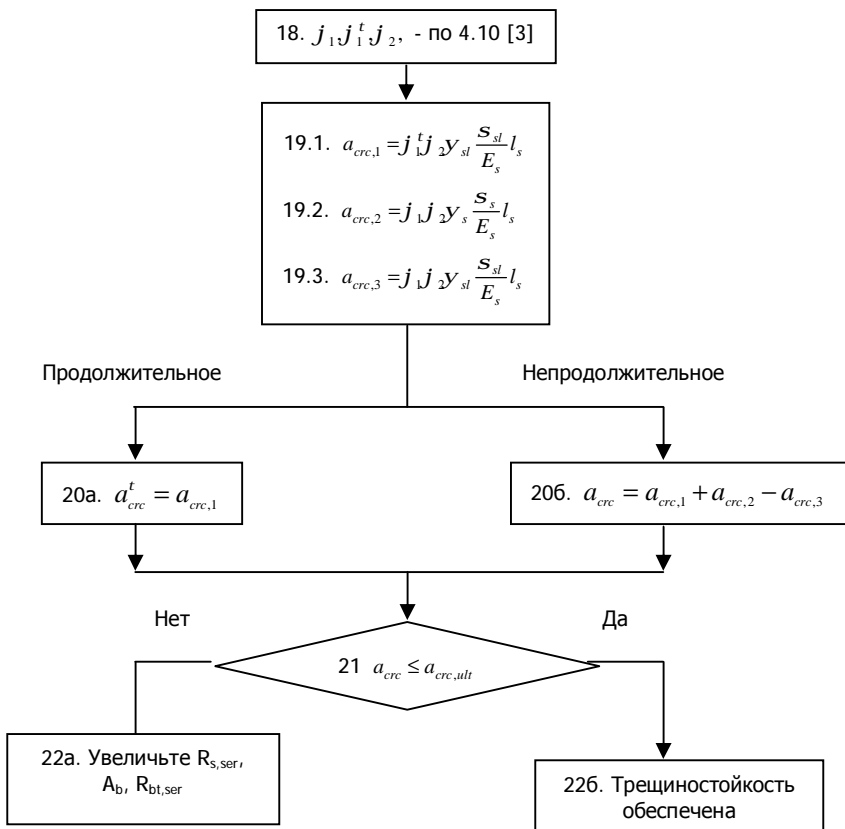
Блок-схема 2.3.

Расчет ПН нижнего пояса фермы: раскрытие трещин.



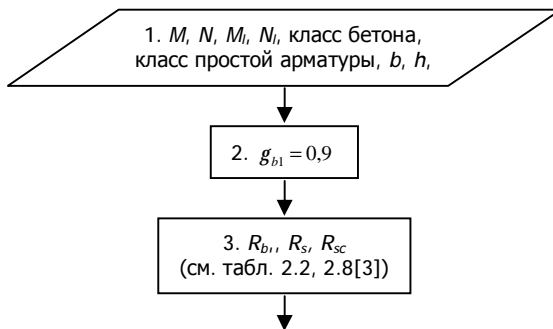


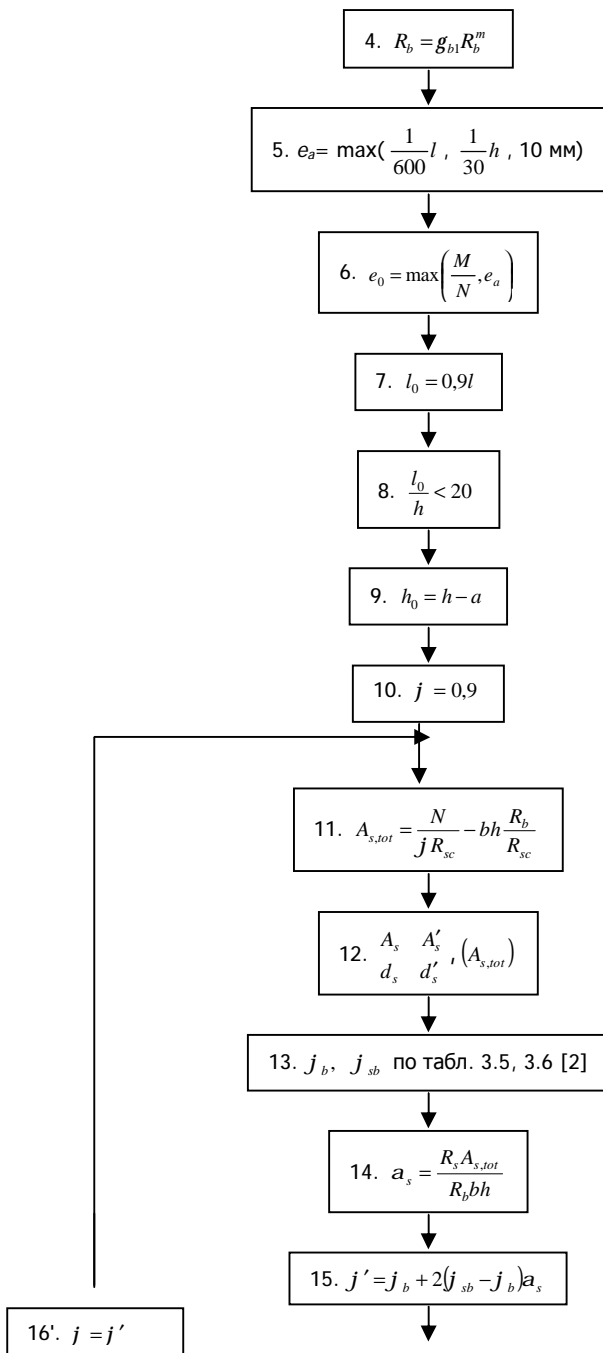


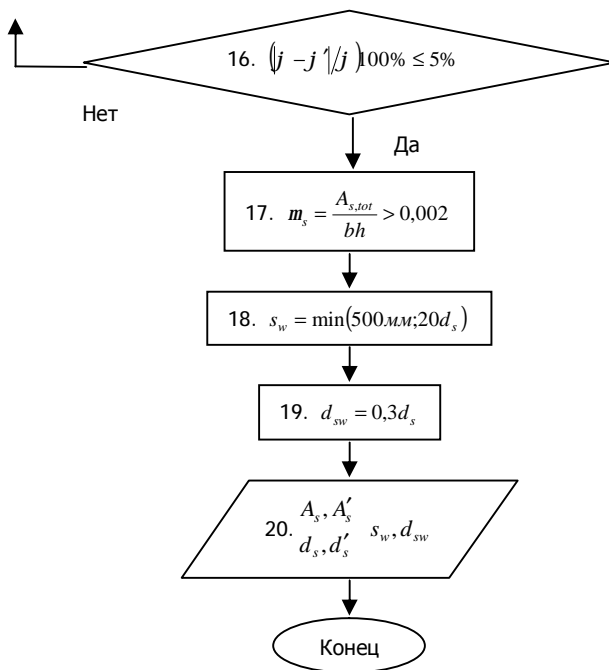


Блок-схема 3

Расчет верхнего пояса: по нормальному сечению.

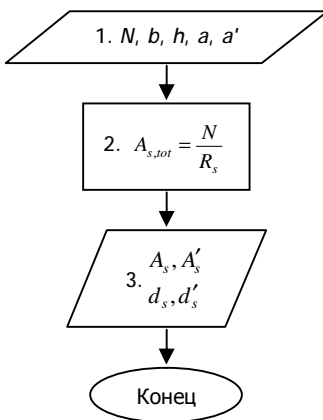






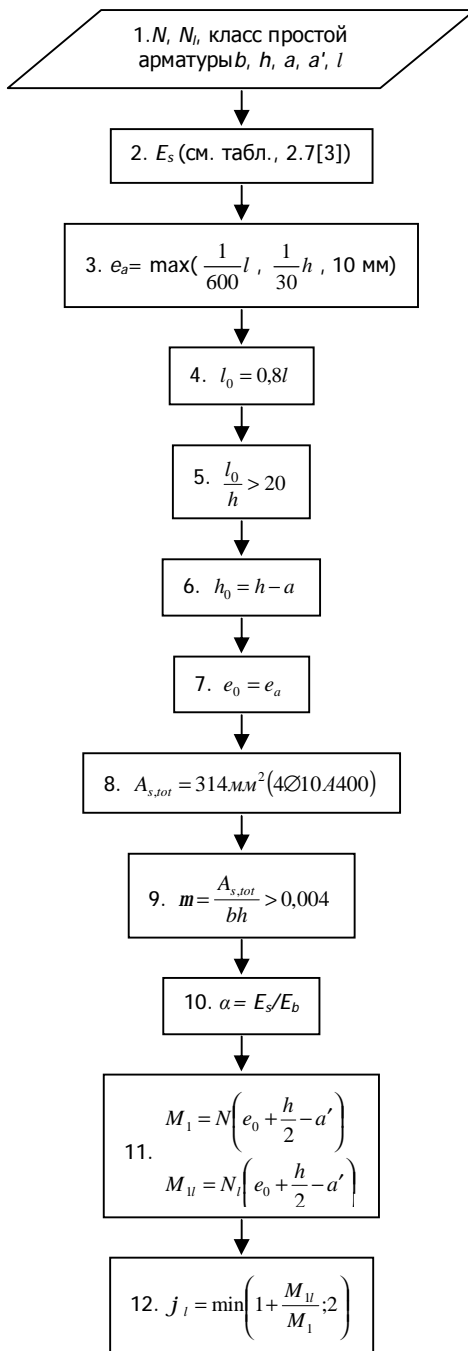
Блок-схема 4

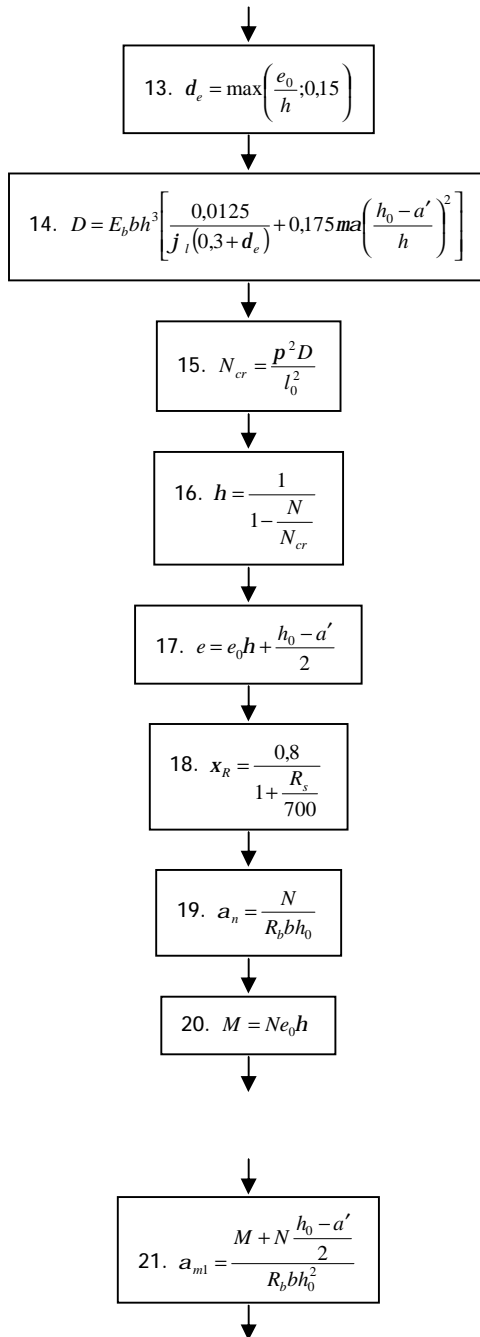
Расчет растянутого раскоса.

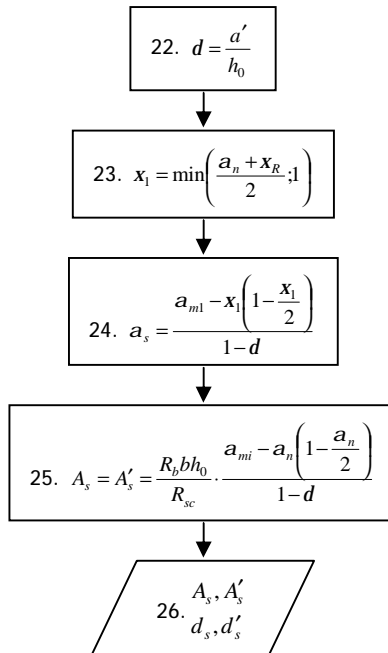


Блок-схема 5

Расчет сжатого раскоса и стоек.

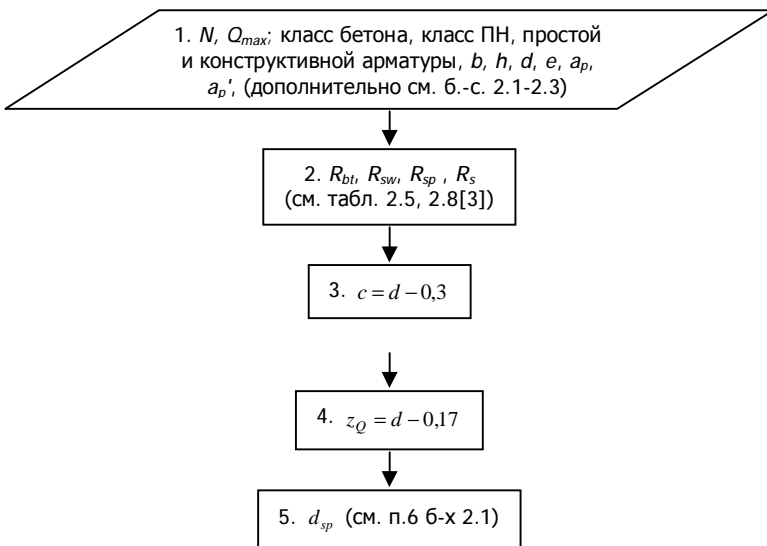


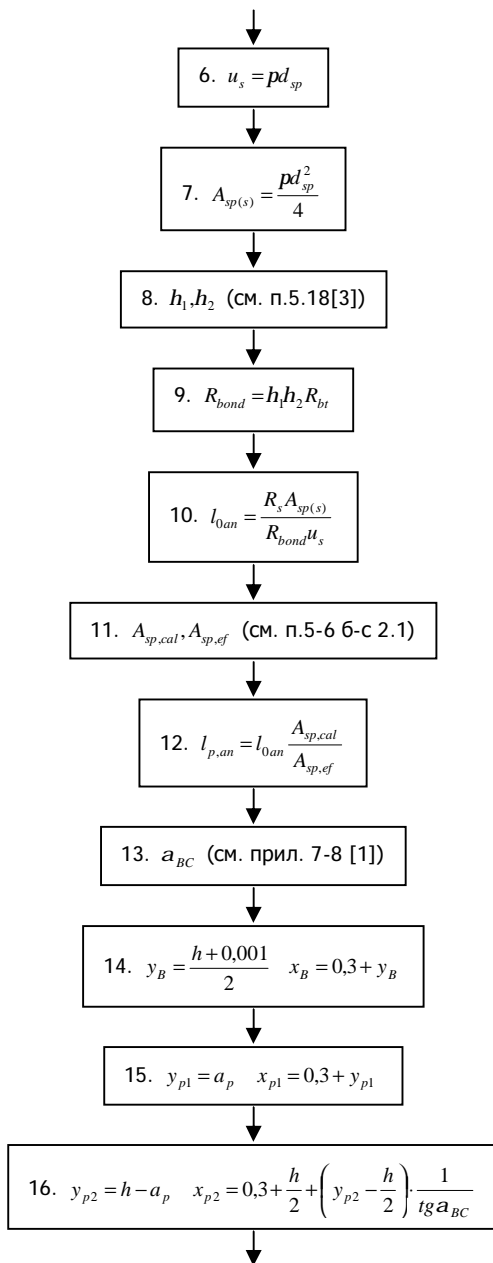


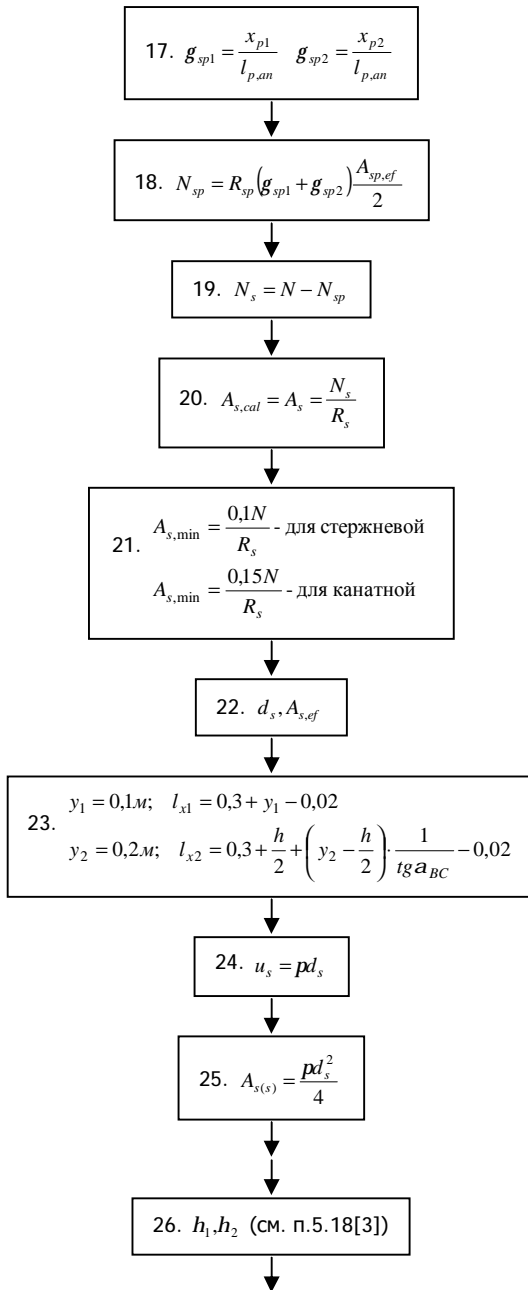


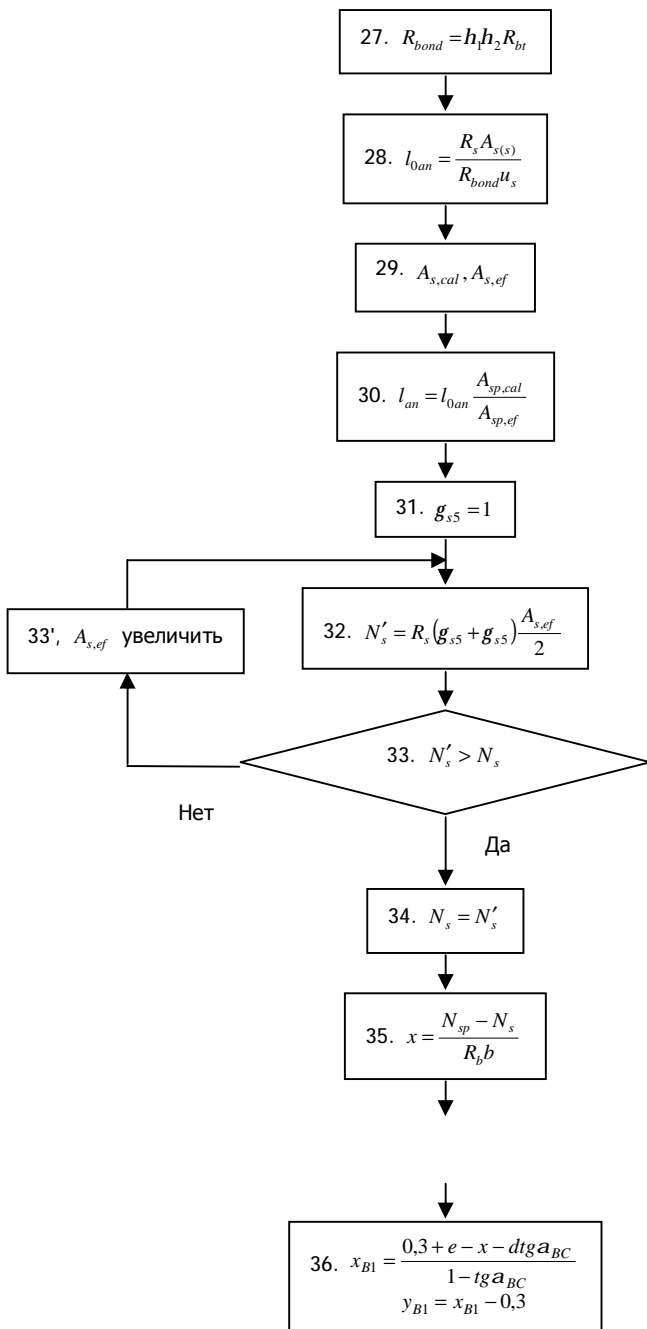
Блок-схема 6

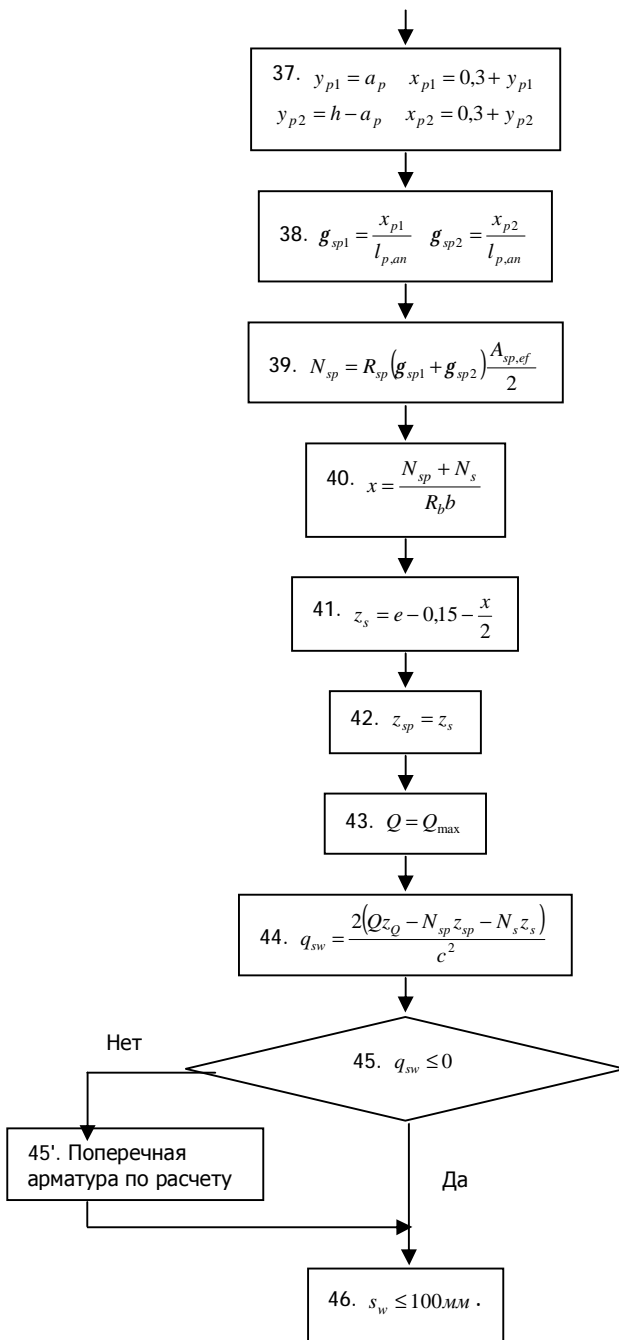
Расчет опорного узла

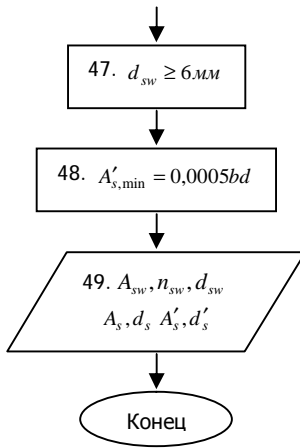












Пример расчета.

I. Расчетные сочетания усилий.

Для анализа напряженного состояния элементов фермы построим эпюры усилий N в M от суммарного действия постоянной и снеговой нагрузки (снеговая I).

Рис. 2. Эпюры усилий N в M

УСИЛИЯ ОТ ПОСТОЯННОЙ И СНЕГОВОЙ НАГРУЗКИ ЧИСТЫМ ДИМ. КОЭФФИЦИЕНТ В ПИЛ. И

СЧЕТАНИЕ	ПОСТОЯННАЯ		ПОСТОЯННАЯ СНЕГОВАЯ 1		ПОСТОЯННАЯ СНЕГОВАЯ 2		ПОСТОЯННАЯ СНЕГОВАЯ 3		ПОСТОЯННАЯ СНЕГОВАЯ 4						
	N	M	N	M	N	M	N	M	N	M					
1	-897,23	0,00	3,04	-1190,26	3,76	4,32	-1000,01	0,60	4,00	-1145,310	0,00	0,00	-1080,37	0,49	4,00
2	-837,13	6,41	3,04	-1190,26	3,11	4,32	-1020,01	0,44	4,00	-1145,310	0,00	0,00	-1080,37	0,78	4,00
3	-841,67	0,00	0,00	-1190,26	7,98	0,00	-1072,51	7,98	-0,00	-1145,310	0,00	0,00	-1080,37	0,00	0,00
4	-809,25	-0,78	0,00	-1190,26	0,00	-0,78	-1072,51	-0,78	0,00	-1145,310	0,00	0,00	-1080,37	-0,78	0,00
5	-809,25	-0,78	0,00	-1190,26	0,00	-0,78	-1072,51	-0,78	0,00	-1145,310	0,00	0,00	-1080,37	-0,78	0,00
6	-809,25	-0,78	0,00	-1190,26	0,00	-0,78	-1072,51	-0,78	0,00	-1145,310	0,00	0,00	-1080,37	-0,78	0,00
7	-809,25	-0,78	0,00	-1190,26	0,00	-0,78	-1072,51	-0,78	0,00	-1145,310	0,00	0,00	-1080,37	-0,78	0,00
8	-809,25	-0,78	0,00	-1190,26	0,00	-0,78	-1072,51	-0,78	0,00	-1145,310	0,00	0,00	-1080,37	-0,78	0,00
9	726,96	3,16	0,04	1047,89	4,50	0,48	1022,60	4,22	0,44	1000,00	4,75	0,04	1000,00	5,08	0,00
10	726,96	4,63	0,04	1047,89	4,50	0,48	1022,60	4,22	0,44	1000,00	6,19	0,04	1000,00	6,00	0,00
11	916,28	0,00	0,00	1047,89	4,10	0,11	1144,34	4,10	-0,00	1163,43	4,22	-0,10	1060,00	4,21	-0,10
12	916,28	0,00	0,00	1047,89	4,71	0,11	1144,34	4,76	-0,00	1163,43	3,71	-0,10	1060,00	3,65	-0,10
13	0,40	-1,03	0,00	0,00	-1,74	-1,03	0,00	-1,30	0,00	0,00	-1,28	0,00	0,00	-0,95	0,00
14	0,40	-1,03	0,00	0,00	-1,74	-1,03	0,00	-1,30	0,00	0,00	-1,28	0,00	0,00	-0,95	0,00
15	31,36	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
16	31,36	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
17	74,34	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
18	74,34	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
19	-149,68	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
20	-149,68	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
21	-43,46	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
22	-43,46	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

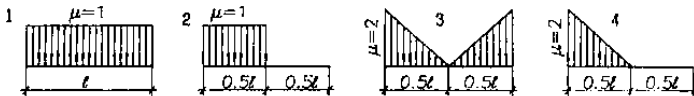
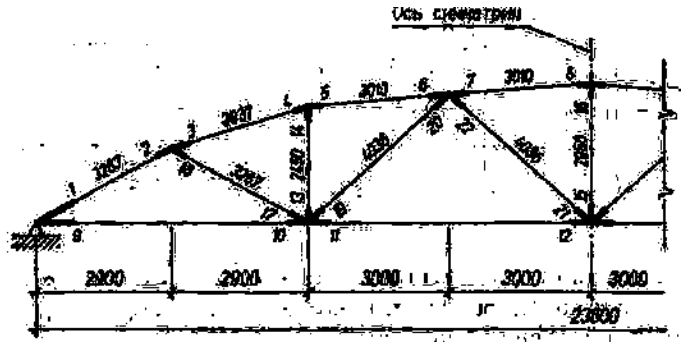


Рис. 1. Результаты автоматизированного статического расчета двускатной решетчатой балки ФБ24.



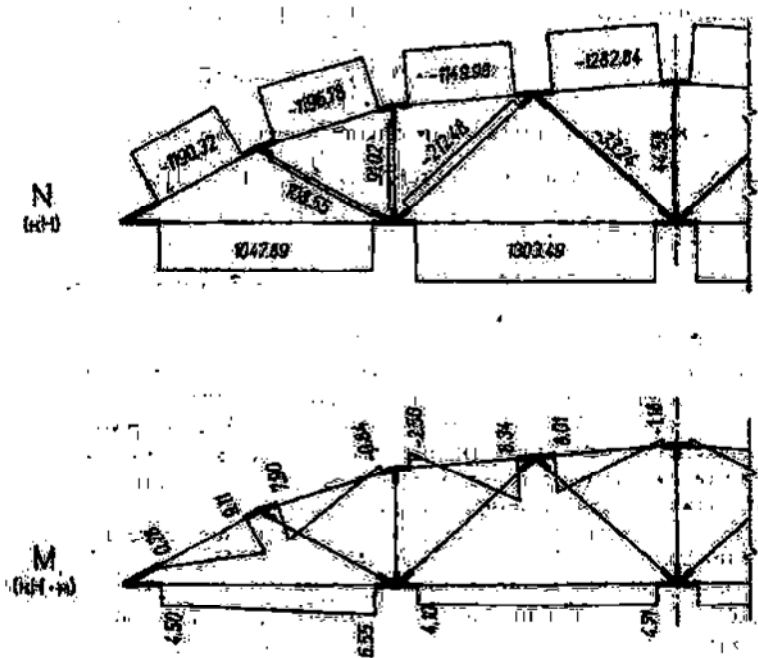


Рис. 2. Схема расположения сечений и эпюры в ферме.

II. Выбор типа опалубочной формы.

Примем третий второй опалубочной формы стропильной балки как для второго снегового района строительства.

IIIа. Расчет нижнего ПН пояса: подбор арматуры.

1. Дано:

- расчетные усилия в сечении: $N=1303,49$ кН, $M=4,71$ кН·м;
- размеры поперечного сечения $b=0,25$ м; $h=0,3$ м;
- величина защитного слоя бетона $a_p=a_p'=0,06$ м;
- класс ПН арматуры К1400.

2. $R_s=1170$ МПа.

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

4. Коэффициент $h = 1,1$.

5. Требуемая (расчетная) площадь полной (растянутой и сжатой)

арматуры $A_{sp,cal} = A_{sp,tot} = \frac{1303,49}{1,1 \cdot 1170 \cdot 10^3} \cdot 10^6 = 1013 \text{ мм}^2$.

6. Принимаем нижнюю арматуру 4Ø15 К1400 $d_{sp} = 15\text{мм}$, и верхнюю 4Ø15 К1500, $d'_{sp} = 22\text{мм}$, с фактической полной площадью арматуры $A_{sp,ef} = A_{sp,tot} = 1132\text{мм}^2$.

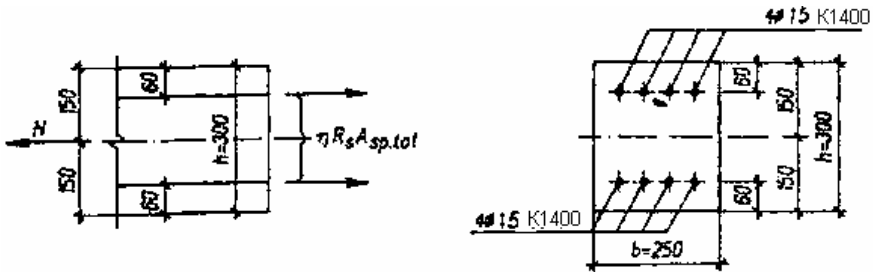


Рис. 3. К расчету сечений нижнего пояса фермы.

IIIб. Расчет нижнего ПН пояса: образование трещин.

1. Дано:

- класс бетона В30;
- условия твердения – подвергнутый тепловлажностной обработке;
- способ натяжения арматуры – механический;
- средний коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_{fm} = 1,213$;
- длина растянутого пояса $l = 24,0\text{ м}$

2. Нормативная прочность бетона при растяжении $R_{bt,ser} = 1,75\text{ МПа}$, модуль упругости бетона $E_b = 32500\text{ МПа}$, нормативная прочность арматуры $R_{s,ser} = 1400\text{ МПа}$, модуль упругости арматуры $E_s = 180000\text{ МПа}$.

3. Назначаем величину предварительных напряжений

$$s_{sp} = 0,8 \cdot 1400 = 1120\text{ МПа}$$

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

5. Величина предварительных напряжений

$$s_{sp} = s'_{sp} = 0,9 \cdot 1120 = 1008\text{ МПа}$$

6. Потери от релаксации арматуры

$$\Delta s_{sp1} = \left(0,22 \cdot \frac{1008}{1400} - 0,1 \right) \cdot 1008 = 58,867\text{ МПа}$$

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

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

9. Потери от деформации анкеров $\Delta s_{sp4} = \frac{0,002}{24 + 1} \cdot 180000 = 14,4\text{ МПа}$

10. Первые суммарные потери

$$S_{los,1} = 58,867 + 81,25 + 30 + 14,4 = 184,517 \text{ МПа}$$

11. $\varepsilon_{b,sh} = 0,0002$.

12. Потери от усадки бетона $\Delta\sigma_{sp5} = 0,0002 \cdot 180000 = 36 \text{ МПа}$.

13. Коэффициент ползучести $\varphi_{b,cr} = 2,3$.

14. Коэффициент приведения арматуры к бетону $\alpha = E_s/E_b = 180000/32500 = 5,538$.

15. Коэффициент армирования сечения $m_{sp} = \frac{1132}{0,25 \cdot 0,3} \cdot 10^{-6} = 0,015$.

16. Усилие предварительного обжатия с учетом первых потерь $P_{(1)} = 1132 \cdot (1008 - 184,517) \cdot 10^{-3} = 932,841 \text{ кН}$.

17. Приведенная площадь сечения $A_{red} = 0,25 \cdot 0,3 + 5,538 \cdot 1132 \cdot 10^{-6} = 0,081 \text{ м}^2$.

18. Приведенный статический момент

$$S_{red} = 0,25 \cdot 0,3 \cdot \frac{0,3}{2} + 5,538 \cdot \frac{1132}{2} \cdot 10^{-6} \cdot 0,06 + 5,538 \cdot \frac{1132}{2} \cdot 10^{-6} \cdot (0,3 - 0,06) = 0,012 \text{ м}^3$$

19. Центр тяжести приведенного сечения относительно наиболее растянутой грани $y = \frac{0,012}{0,081} = 0,15 \text{ м}$.

20. Момент инерции бетонного сечения

$$I_b = \frac{0,25 \cdot 0,3^3}{12} + 0,25 \cdot 0,3 \left(0,115 - \frac{0,3}{2} \right)^2 = 5,625 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4$$

21. Момент инерции нижней и верхней арматуры

$$I_{sp} = \frac{1132}{2} \cdot 10^{-6} (0,15 - 0,06)^2 = 4,588 \cdot 10^{-6} \text{ м}^4$$

$$I'_{sp} = \frac{1132}{2} \cdot 10^{-6} (0,3 - 0,115 - 0,06)^2 = 4,588 \cdot 10^{-6} \text{ м}^4$$

22. Приведенный момент инерции сечения

$$I_{red} = 5,625 \cdot 10^{-4} + 5,538 \cdot 4,588 \cdot 10^{-6} + 5,538 \cdot 4,588 \cdot 10^{-6} = 6,133 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4$$

23. Расстояние от ц.т. приведенного сечения до ц.т. арматуры соответственно нижней и верхней $y_{sp} = 0,15 - 0,06 = 0,09 \text{ м}$,

$$y'_{sp} = 0,3 - 0,15 - 0,06 = 0,09 \text{ м}$$

24. Эксцентриситет усилия обжатия с учетом первых потерь

$$e_{op1} = \frac{0,09 \cdot \frac{1132}{2} - 0,09 \cdot \frac{1132}{2}}{1132} = 0$$

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

$$\text{арматуры } s_{bp} = \left(\frac{932,841}{0,09} + \frac{932,841 \cdot 0 \cdot 0,09}{6,133 \cdot 10^{-4}} \right) \cdot 10^{-3} = 11,478 \text{ МПа} ,$$

$$s'_{bp} = \left(\frac{932,841}{0,09} - \frac{932,841 \cdot 0 \cdot 0,09}{6,133 \cdot 10^{-4}} \right) \cdot 10^{-3} = 11,478 \text{ МПа}$$

26. Потери от ползучести бетона

$$\Delta s_{sp6} = \frac{0,8 \cdot 2,3 \cdot 5,538 \cdot 11,478}{1 + 5,538 \cdot 0,015 \cdot \left(1 + \frac{0 \cdot 0,09 \cdot 0,094}{6,133 \cdot 10^{-6}} \right) (1 + 0,8 \cdot 2,3)} = 94,513 \text{ МПа} ,$$

$$\Delta s'_{sp6} = \frac{0,8 \cdot 2,3 \cdot 5,538 \cdot 11,478}{1 + 5,538 \cdot 0,015 \cdot \left(1 - \frac{0 \cdot 0,09 \cdot 0,094}{6,133 \cdot 10^{-6}} \right) (1 + 0,8 \cdot 2,3)} = 94,513 \text{ МПа}$$

27. Вторые суммарные потери в верхней и нижней арматуре .

$$s_{los,2} = 36 + 94,513 = 130,513 \text{ МПа} , \quad s'_{los,2} = 36 + 94,513 = 130,513 \text{ МПа}$$

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

$$29. s_{los,1} + s_{los,2} = 315,03 > 100 \text{ МПа}$$

30. ПН с учетом всех потерь

$$s_{sp2} = 1008 - (184,517 + 130,513) = 692,97 \text{ МПа} ,$$

$$s'_{sp2} = 1008 - (184,517 + 130,513) = 692,97 \text{ МПа} .$$

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

32. Упругий момент сопротивления приведенного сечения

$$W_{red} = \frac{6,133 \cdot 10^{-4}}{0,15} = 4,089 \cdot 10^{-3} \text{ м}^3 .$$

$$33. \text{Ядровое расстояние } r = \frac{4,089 \cdot 10^{-3}}{0,081} = 50,309 \cdot 10^{-3} \text{ м} .$$

$$34. \text{Усилие обжатия с учетом всех потерь } P = (1132/2 \cdot 692,97 + 1132/2 \cdot 692,97) \cdot 10^{-3} = 784,996 \text{ кН} .$$

35. Эксцентриситет усилия обжатия с учетом всех потерь

$$e_{0p} = \frac{\frac{1132}{2} \cdot 692,97 \cdot 0,09 - \frac{1132}{2} \cdot 692,97 \cdot 0,09}{784,996} \cdot 10^{-3} = 0$$

36. Момент трещиностойкости

$$M_{crc} = 1,3 \cdot 1,75 \cdot 4,089 + 784,996 \cdot (0 + 0,05) = 48,794 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

37. Нормативное усилие от постоянной и полной снеговой нагрузки

$$N_{tot} = \frac{1303,49}{1,213} = 1075 \text{ кН}$$

38. Эксцентриситет усилия N_{tot} (M) $e_0 = \frac{4,71}{1303,49} \cdot 10^{-3} = 4 \text{ мм}$

39. Момент усилия N_{tot} относительно ядровой точки

$$M_r = 1075 \cdot (0,004 + 0,05) = 70,287 \text{ кН}$$

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

41б. Трещины образуются, требуется расчет по их раскрытию.

IIIв. Расчет нижнего ПН пояса: раскрытие трещин.

1. Дано:

- усилие от постоянной нагрузки $N_g = 916,72 \text{ кН}$;

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

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

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

3. Длительнодействующая продольная сила

$$N_l = \frac{916,72 + (1303,49 - 916,72) \cdot 0,5}{1,213} = 915,173 \text{ кН}$$

4. Значение продольной силы в момент образования трещины

$$N_{crc} = 1075 \cdot \frac{48,794}{70,287} = 746,002 \text{ кН}.$$

5. Расстояние от ц.т. приведенного сечения до точки приложения продольной силы $e_s = 0,09 - 0,004 = 0,086 \text{ м}$.

6. Расстояние от ц.т. приведенного сечения до точки приложения усилия обжатия P $e_{sp} = 0,09 - 0 = 0,09 \text{ м}$.

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

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

$$\sigma_s = \frac{1075 \cdot (0,18 - 0,086) - 784,996 \cdot (0,18 - 0,09)}{\frac{1132}{2} \cdot 10^{-6} \cdot 0,18} \cdot 10^{-3} = 293,739 \text{ МПа}.$$

8.2. Напряжения в растянутой арматуре от усилия N_l

$$s_{s,l} = \frac{915,173 \cdot (0,18 - 0,086) - 784,996 \cdot (0,18 - 0,09)}{\frac{1132}{2} \cdot 10^{-6} \cdot 0,18} \cdot 10^{-3} = 147,352 \text{ МПа}.$$

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

$$s_{s,сrc} = \frac{746,002 \cdot (0,18 - 0,086) - 784,996 \cdot (0,18 - 0,09)}{\frac{1132}{2} \cdot 10^{-6} \cdot 0,18} \cdot 10^{-3} = -7,983 \text{ МПа}.$$

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

$$y_0 = \frac{0,012}{0,081 + \frac{784,996}{1,75 \cdot 10^3}} = 0,023 \text{ м}.$$

12. Высота растянутой зоны с учетом пластичности

$$y_i = 0,023 \cdot 0,9 = 0,021 \text{ м}.$$

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 $A_{bt} = 0,25 \cdot 0,12 = 0,03 \text{ м}^2$

16. Базовое расстояние между трещинами

$$l_s = \min \left(0,5 \cdot \frac{0,03}{\frac{1132}{2} \cdot 10^{-6}} \cdot 0,015 = 0,397; 40 \cdot 0,015 = 0,6; 400 \text{ мм} \right) = 0,397 \text{ м},$$

$$l_s = \max(0,397; 10 \cdot 0,015 = 0,15; 100 \text{ мм}) = 0,397 \text{ м}.$$

17.1. Коэффициент совместной работы бетона и арматуры при полной нагрузке $\gamma_s = \max \left(1 - 0,8 \cdot \frac{7,983}{293,739} = 0,978; 0,2 \right) = 0,978.$

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

$$\gamma_{sl} = \max \left(1 - 0,8 \cdot \frac{7,983}{147,352} = 0,957; 0,2 \right) = 0,957.$$

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

$$a_{cr,1} = 1,4 \cdot 0,5 \cdot 0,957 \cdot \frac{147,352}{1800000} \cdot 0,397 \cdot 10^3 = 0,218 \text{ мм} .$$

19.2. Ширина раскрытия трещин от кратковременного действия полной нагрузки $a_{cr,2} = 1 \cdot 0,5 \cdot 0,978 \cdot \frac{293,739}{1800000} \cdot 0,397 \cdot 10^3 = 0,317 \text{ мм} .$

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

$$a_{cr,3} = 1 \cdot 0,5 \cdot 0,957 \cdot \frac{147,352}{1800000} \cdot 0,397 \cdot 10^3 = 0,156 \text{ мм} .$$

20а. Продолжительная ширина раскрытия трещин

$$a_{cr}^t = a_{cr,1} = 0,218 \text{ мм}$$

20б. Непродолжительная ширина раскрытия трещин

$$a_{cr} = 0,218 + 0,317 - 0,156 = 0,379 \text{ мм}$$

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

22. Трещиностойкость обеспечена.

IVа. Расчет верхнего пояса: подбор арматуры.

1. Дано:

- расчетные усилия в сечении: $N=1282,84 \text{ кН}$, $M=8,01 \text{ кН}\cdot\text{м}$,
 $N_l=902,19 \text{ кН}$, $M_l=5,63 \text{ кН}\cdot\text{м}$;
- размеры поперечного сечения $b=0,25 \text{ м}$; $h=0,28 \text{ м}$;
- величина защитного слоя бетона $a=a'=0,04 \text{ м}$;
- класс обычной арматуры А400,
- длина панели верхнего пояса $l=3,01 \text{ м}$.
- класс бетона В30

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

3. Табличные значения прочности бетона при сжатии $R_b=17,0 \text{ МПа}$,
, прочность простой арматуры $R_s= R_{sc} = 355 \text{ МПа}$.

4. Прочность бетона с учетом длительности действия нагрузки
 $R_b = 0,9 \cdot 17,0 = 15,3 \text{ МПа}$.

5. Величина случайного эксцентриситета $e_a = \max\left(\frac{1}{600} \cdot 3,01 = 0,005 ,$

$$\frac{1}{30} \cdot 0,28 = 0,0093 , 10 \text{ мм}) = 0,01 \text{ м} .$$

6. Эксцентриситет продольного усилия относительно центра тяжести сечения $e_0 = \max\left(\frac{8,01}{1283} = 0,006; 0,01\right) = 0,01\text{м}$.

7. Расчетная длина панели верхнего пояса $l_0 = 0,9 \cdot 3,01 = 2,709\text{м}$

8. $\frac{l_0}{h} = 9,675 < 20$, т.е. расчет ведем как сжатого элемента со случайным эксцентриситетом.

9. Рабочая высота сечения $h_0 = 0,28 - 0,04 = 0,24\text{м}$.

10. Задаемся коэффициентом продольного изгиба $j = 0,9$.

11. Площадь всей арматуры

$$A_s = A_{s,tot} = \left(\frac{1282,84}{0,9 \cdot 355} - 0,25 \cdot 0,28 \frac{15,3 \cdot 0,531 \cdot 19,8 \cdot 10^3 \cdot 0,28 \cdot 0,38 - 1038,51}{355 \cdot 10^3} \right) \cdot 10^6 = 998,247\text{мм}^2$$

12. Принимаем нижнюю арматуру 2Ø18A400 $A_s = 509\text{мм}^2$,

$d_s = 18\text{мм}$, а верхнюю 2Ø18A400 $A'_s = 509\text{мм}^2$, $d'_s = 18\text{мм}$,

$$A_{s,tot} = 1018\text{мм}^2$$

13. Расчетные коэффициенты $j_b = 0,893$ $j_{sb} = 0,903$

14. Коэффициент $a_s = \frac{355 \cdot 1018 \cdot 10^{-6}}{15,3 \cdot 0,25 \cdot 0,28} = 0,347$

15. Уточненное значение коэффициента продольного изгиба на втором шаге $j' = 0,893 + 2(0,903 - 0,983)0,347 = 0,8999$

16. $j' = 0,8999 \approx j = 0,9$, т.е. не уточняем

17. Процент армирования $m_s = \frac{1018 \cdot 10^{-6}}{0,25 \cdot 0,28} = 0,0145 > 0,002$, т.е.

минимальный процент армирования сечения обеспечен.

18. Назначаем шаг поперечной арматуры

$$s_w = \min(500\text{мм}; 20 \cdot 18 = 360) \approx 350.$$

19. Диаметр поперечной арматуры назначаем из проволоки В500 Ø5.

20. Итак, принимаем нижнюю арматуру 2Ø18A400 $A_s = 509\text{мм}^2$,

$d_s = 18\text{мм}$, а верхнюю 2Ø18A400 $A'_s = 509\text{мм}^2$, $d'_s = 18\text{мм}$,

$A_{s,tot} = 1018\text{мм}^2$, поперечную 2Ø5 В500 с $s_w = 350\text{мм}$.

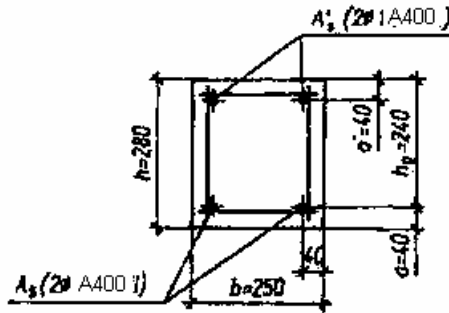


Рис. 4. К расчету сечений верхнего пояса фермы.

V. Расчет растянутого раскоса.

1. Дано:

- расчетные усилия в сечении: $N=108,55$ кН;
- размеры поперечного сечения $b=0,15$ м; $h=0,15$ м;
- величина защитного слоя бетона $a=a'=0,035$ м;
- класс обычной арматуры А400,

2. Полная требуемая площадь сечения арматуры

$$A_{s,tot} = \frac{108,55}{355 \cdot 10^3} \cdot 10^6 = 305,775 \text{ мм}^2$$

3. Принимаем нижнюю арматуру $2\emptyset 10$ А400 $A_s = 157 \text{ мм}^2$,

$$d_s = 10 \text{ мм}, \text{ а верхнюю } 2\emptyset 10 \text{ А400 } A'_s = 157 \text{ мм}^2, d'_s = 10 \text{ мм},$$

$$A_{s,tot} = 314 \text{ мм}^2.$$

VI. Расчет сжатого раскоса (стоек).

1. Дано:

- расчетные усилия в сечении: $N=212,48$ кН, $N_l = 149,43$ кН;
- размеры поперечного сечения $b=0,15$ м; $h=0,15$ м;
- величина защитного слоя бетона $a=a'=0,035$ м;
- класс обычной арматуры А400,
- длина панели верхнего пояса $l=4,036$ м.

2. Модуль упругости обычной арматуры $E_s=200000$ МПа.

3. Величина случайного эксцентриситета $e_a=$

$$\max\left(\frac{1}{600} \cdot 4,036 = 0,0067, \frac{1}{30} \cdot 0,15 = 0,005, 10 \text{ мм}\right) = 0,01 \text{ м}.$$

4. Расчетная длина панели верхнего пояса $l_0 = 0,8 \cdot 4,036 = 3,229 \text{ м}$

5. $\frac{l_0}{h} = 21,525 > 20$, т.е. прогиб учитываем.

6. Рабочая высота сечения $h_0 = 0,15 - 0,035 = 0,115 \text{ м}$.

7. Эксцентриситет продольного усилия относительно центра тяжести сечения $e_0 = e_a = 0,01 \text{ м}$.

8. Задаемся минимальным конструктивным армированием в раскосе $A_{s,tot} = 314 \text{ мм}^2 (4\varnothing 10.A400)$.

9. Процент армирования сечения $m = \frac{314 \cdot 10^{-6}}{0,15 \cdot 0,15} = 0,014 > 0,004$,

который больше минимального.

10. Коэффициент приведения $\alpha = 32500/200000 = 6,154$.

11. Моменты относительно наименее сжатой грани от действия соответственно полной и постоянной+длительной нагрузки

$$M_1 = 212,48 \cdot \left(0,01 + \frac{0,15}{2} - 0,035 \right) = 10,624 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$M_{II} = 149,43 \cdot \left(0,01 + \frac{0,15}{2} - 0,035 \right) = 7,471 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

12. Коэффициент влияния длительности нагрузки на прогиб

$$j_l = \min \left(1 + \frac{7,471}{10,624} = 1,703; 2 \right) = 1,703$$

13. Относительный эксцентриситет $d_e = \max \left(\frac{0,01}{0,15} = 0,067; 0,15 \right) = 0,15$.

14. Жесткость сечения

$$D = 32500 \cdot 10^3 \cdot 0,15 \cdot 0,15^3 \left[\frac{0,0125}{1,703 \cdot (0,3 + 0,15)} + 0,175 \cdot 0,014 \cdot 6,154 \cdot \left(\frac{0,115 - 0,035}{0,15} \right)^2 \right] =$$

$$= 338,663 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

15. Эйлера критическая сила $N_{cr} = \frac{3,14^2 \cdot 338,662}{3,229^2} = 320,615 \text{ кН}$

16. Коэффициент учета прогиба $h = \frac{1}{1 - \frac{1}{320,615}} = 2,965$.

17. Эксцентриситет относительно наименее сжатой грани сечения

$$e = 0,01 \cdot 2,965 + \frac{0,115 - 0,035}{2} = 0,07 \text{ м}.$$

$$18. \text{ Граничная высота сжатой зоны } x_R = \frac{0,8}{1 + \frac{355}{700}} = 0,531.$$

19. Относительная сжимающая нагрузка

$$a_n = \frac{212,49}{15,3 \cdot 10^3 \cdot 0,15 \cdot 0,115} = 0,805.$$

20. Момент от внецентренно приложенной продольной силы

$$M = 212,48 \cdot 0,01 \cdot 2,965 = 6,3 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

$$21. \text{ Параметр } a_{m1} = \frac{6,3 + 212,48 \cdot \frac{0,115 - 0,035}{2}}{15,3 \cdot 10^3 \cdot 0,15 \cdot 0,15^3} = 0,488.$$

$$22. \text{ Параметр } d = \frac{0,035}{0,115} = 0,304.$$

23. Относительная высота сжатой зоны

$$x_1 = \min\left(\frac{0,805 + 0,531}{2} = 0,668; 1\right) = 0,668$$

$$24. \text{ Параметр } a_s = \frac{0,448 - 0,668 \cdot \left(1 - \frac{0,668}{2}\right)}{1 - 0,304} = 0,061$$

25. Требуемая площадь симметричной арматуры

$$A_s = A'_s = \frac{15,3 \cdot 10^3 \cdot 0,15 \cdot 0,115}{R_{sc}} \cdot \frac{0,448 - 0,805 \cdot \left(1 - \frac{0,805}{2}\right)}{1 - 0,304} \cdot 10^6 = 7,043 \text{ мм}^2$$

26. Т.е. окончательно принимаем конструктивное армирование: нижнюю арматуру $2\emptyset 10 \text{ A400}$ $A_s = 157 \text{ мм}^2$, $d_s = 10 \text{ мм}$, а верхнюю $2\emptyset 10 \text{ A400}$ $A'_s = 157 \text{ мм}^2$, $d'_s = 10 \text{ мм}$, $A_{s, \text{tot}} = 314 \text{ мм}^2$. Стойки армируем аналогично.

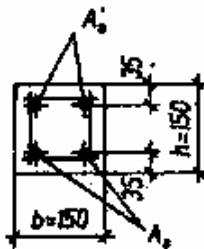


Рис. 5. К расчету сечений сжатых раскосов истоек.

VII. Расчет опорного узла.

1. Дано:

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

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

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

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

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

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

$$A_{sp,cal} = 1013 \cdot 10^6 \text{ мм}^2, A_{sp,ef} = 1133 \cdot 10^6 \text{ мм}^2.$$

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)

$$a_{BC} = 30,1^\circ$$

14. Координаты точки В

$$y_B = \frac{0,3 + 0,001}{2} = 0,15 \text{ м}, \quad x_B = 0,3 + 0,15 = 0,45 \text{ м}$$

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 АВС

$$y_{p2} = 0,3 - 0,06 = 0,24 м, \quad x_{p2} = 0,3 + \frac{0,3}{2} + \left(0,24 - \frac{0,3}{2}\right) \cdot \frac{1}{tg 30,1^{\circ}} = 0,605 м.$$

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

18. Усилие воспринимаемое ПН арматурой в сечении АВС

$$N_{sp} = 1170 \cdot 10^3 (0,232 + 0,39) \frac{1133 \cdot 10^{-6}}{2} = 412,553 кН$$

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 $2\varnothing 20$ А400, $d_s = 20 мм$, $A_{s,ef} = 1885 мм^2$.

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

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

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

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 $N'_s = 355 \cdot 10^3 \cdot (1+1) \frac{1885}{2} \cdot 10^{-6} = 669,175 \text{ мм}^2$.

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

34. Принимаем $N_s = 669,175 \text{ кН}$.

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

36. Координаты точки B_1 наклонного сечения AB_1C_1

$$x_{B1} = \frac{0,3 + 0,88 - 0,283 - 1,15 \cdot \text{tg } 30,1^\circ}{1 - \text{tg } 30,1^\circ} = 0,549 \text{ м}, y_{B1} = 0,549 - 0,3 = 0,249 \text{ м}$$

37. Уточненное расположение напрягаемой арматуры с длиной анкеровки за наклонное сечение

$$y_{p1} = 0,06 \text{ м}; \quad x_{p1} = 0,3 + 0,06 = 0,36 \text{ м}$$

$$y_{p2} = 0,3 - 0,06 = 0,24 \text{ м}; \quad x_{p2} = 0,3 + 0,24 = 0,54 \text{ м}$$

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 AB_1C_1

$$N_{sp} = 1170 \cdot 10^3 (0,232 + 0,348) \frac{1133 \cdot 10^{-6}}{2} = 384,662 \text{ кН}$$

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

41. Плечо внутренней пары сил для ненапрягаемой арматуры

$$z_s = 0,88 - 0,15 - \frac{0,276}{2} = 0,592 \text{ м}$$

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

43. Расчетная поперечная сила $Q = 564,77 \text{ кН}$

44. Требуемая интенсивность хомутов

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

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

46. Рекомендуемый шаг хомутов $s_w = 100 \text{ мм}$

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

48. Минимальное количество продольной арматуры у верхней грани

$$A'_{s,\min} = 0,0005 \cdot 0,25 \cdot 0,88 \cdot 10^6 = 110 \text{ мм}^2$$

49. Принимаем поперечную арматуру $2\text{Ø}6 \text{ B500}$ $A_{sw} = 57 \text{ мм}^2$,
 $n_{sw} = 2$, $d_{sw} = 6 \text{ мм}$, продольную у верхней грани $2\text{Ø}10 \text{ A400}$
 $A'_s = 157 \text{ мм}^2$, $d'_s = 10 \text{ мм}$.

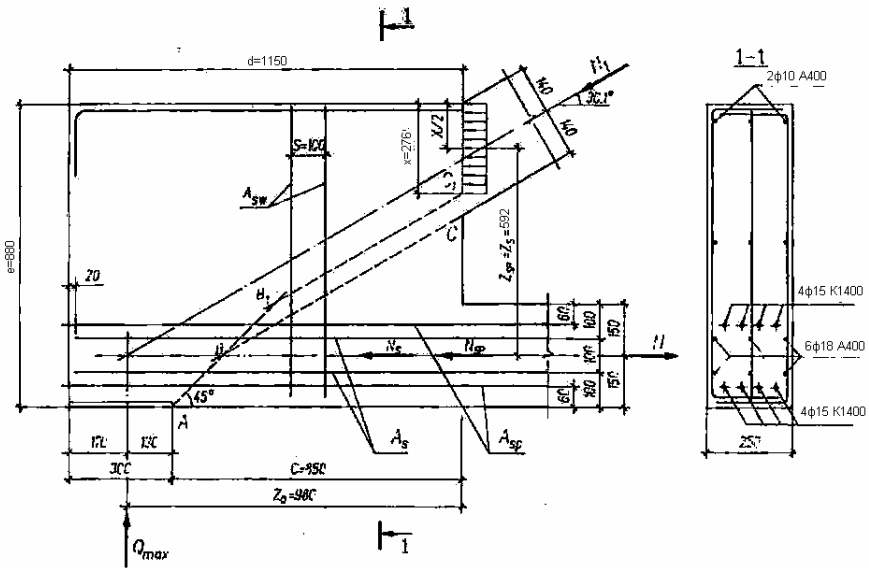


Рис. 7. К расчету прочности опорной части фермы по наклонному сечению.

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.