ТИПОВЫЕ СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ, ИЗДЕЛИЯ И УЗЛЫ

СЕРИЯ 1.400.1-18

УСИЛЕНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ

ВЫПУСК 0-2

ФЕРМЫ
МАТЕРИАЛЫ ДЛЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ
ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА

Нф 1622/02

gost.e-ecolog.ru

ТИПОВЫЕ СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ, ИЗДЕЛИЯ И УЗЛЫ

СЕРИЯ 1.400.1-18

УСИЛЕНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ

ВЫПУСК 0-2

ФЕРМЫ
МАТЕРИАЛЫ ДЛЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ
ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА

РАЗРАБОТАНЫ

ДАЛЬНЕВОСТОЧНЫМ ПРОМСТРОЙНИИПРОЕКТОМ

ЗАМ. ДИРЕКТОРА ИНСТИТУТА П.И.ШТИТЕЛЬМАН

ГЛАВНЫЙ ИНЖЕНЕР ПРОЕКТА Э.В.ШЕРЕМЕТЬЕВ

ДАЛЬНИИС ГОССТРОЯ СССР

ЗАМ ДИРЕКТОРА ИНСТИТУТА В.А.АНТРОПОВА

ЗАВ. ОТДЕЛОМ РЕКОНСТРУКЦИИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ Г.М.СПРЫГИН

УТВЕРЖДЕНЫ

ДАЛЬНИИС ГОССТРОЯ СССР

ПРОТОКОЛ ОТ 14.03.90 № 1

ВВЕДЕНЫ В ДЕЙСТВИЕ С 10.04.90

ДАЛЬНЕВОСТОЧНЫМ ПРОМСТРОЙНИИПРОЕКТОМ

ПРИКАЗ ОТ 15.03.90 № 21

Обозначение	Наименование	Стр.
1.400.1-18.0-2 -I	Примеры расчета	3

Нач.отд.	Макарова			1.400.1-18.0-2	
Зав. гр.	Красовских				
Разраб.	Андрияш				
Провер.	Красовских				
				Содержание	Стадия: П; Лист: 1; Листов: 1
					ДАЛЬНЕВОСТОЧНЫЙ ПРОМСТРОЙНИИПРОЕКТ
Н. контр.	Шереметьев				

I. ОБЩИЕ ДАННЫЕ

I.I. В настоящем выпуске серии I.400.I-I8 приведены:

- примеры поверочных расчетов существующих ферм на новые нагрузки, действующие на них после реконструкции здания;
- примеры расчета существующих ферм, отдельных элементов и узлов их соединения, усиленных различными способами.

Состав серии и типы усиления элементов и узлов ферм приведены в выпуске 0-I настоящей серии.

I.2. Примеры расчета железобетонных ферм выполнены на основании рекомендаций и разработок по усилению конструкций, выполненных ДальНИИСом Госстроя СССР, соответствующих глав СНиП и других нормативных документов, типовых серий существующих ферм, исходных данных по расчету и конструированию для различных случаев усиления ферм и их элементов (по заданию на реконструкцию и материалам обследования).

2. ОСНОВНЫЕ РАСЧЕТНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ

2.I. Примеры расчета железобетонных ферм выполнены на основании следующих материалов:

- /I/."Рекомендации по восстановлению и усилению стержневых железобетонных конструкций (ферм, арок, диафрагм, оболочек и т.д.)при реконструкции промышленных зданий и сооружений" ДальНИИС Госстроя СССР, Владивосток, I985 (руководитель работы к.т.н. Спрыгин Г.М.).
- /2/. СНиП 2.03.0I-84."Бетонные и железобетонные конструкции" с учетом изменения № I утвержденного постановлением Госстроя СССР от 25 августа I988 г. № I69.
- /3/. СНиП II-23-8I*. "Стальные конструкции. Нормы проектирования".

Разраб.	Красовских		I.400.I-I8.0-2 - I		
Рассчит.	Красовских				
Провер.	Спрыгин				
				стадия	лист	листов
				П	1	72
			Примеры расчета	ДАЛЬНЕВОСТОЧНЫЙ ПРОМСТРОЙНИИПРОЕКТ	
Н. контр.	Шереметьев				

- /4/. СНиП 2.01.07-85. "Нагрузки и воздействия".
- /5/. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84).
- /6/. Серия ПК-01-129/68 в.1-1, 1-2, П, Ш."Сборные железобетонные предварительно напряженные сегментные фермы для покрытий зданий пролетами 18,24 и 30 м с шагом ферм 6 и 12 м".
- /7/. Серия ПК-01-129/78 в.1÷5. "Железобетонные предварительно напряженные сегментные фермы для покрытий зданий с пролетами 18 и 24 м".
- /8/. Исходные данные по расчету и конструированию (по заданию на реконструкцию и материалам обследования).

2.2. Расчет усиливаемых железобетонных элементов следует выполнять на все виды нагрузок, включая и усилия от конструкций усиления, которые следует рассматривать как внешние нагрузки.

2.3. При расчетах усиливаемых элементов ферм следует принимать реальную расчетную схему, которая в некоторых случаях может отличаться от проектной из-за наличия трещин, отличных от проекта условий заделки опор, жесткости узлов и др.; учитывать фактические геометрические, механические и деформативные характеристики рассматриваемых элементов, возраст бетона, температурно-влажностный режим и другие особенности работы конструкций, которые устанавливаются при обследованиях.

2.4. Величины действующих нагрузок следует назначать на основании материалов обследования или принимать по проекту. Нагрузки от ветра и снега принимаются по данным метеорологических станций для рассматриваемого района, а при их отсутствии - по СНиП 2.01.07-85.

2.5. При выполнении расчетов по проектным данным существующих ферм, запроектированных по ранее действующим нормативным документам, физико-механические характеристики бетона и арматуры следует принимать в соответствии с п.6.14 и 6.18 раздела 6 "Указания по расчету и конструированию железобетонных конструкций при реконструкции зданий и сооружений", Изменения № 1 СНиП 2.03.01-84.

3. ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА ФЕРМ НА НОВЫЕ НАГРУЗКИ ПОСЛЕ РЕКОНСТРУКЦИИ ЗДАНИЯ

3.I. Исходные данные

По заданию реконструкции подлежит склад. Здание склада состоит из двух частей, построенных в разное время.

Первая часть здания представляет собой трехпролетное здание, с пролетами по 24 м, длиной 72 м. Шаг крайних и средних колонн 6 м. Высота здания до низа стропильных конструкций 8.4 м. Здание перекрыто сборными железобетонными плитами размером I,5 х 6 м по железобетонным фермам серии ПК-0I-I29/68. В среднем пролете имеется светоаэрационный фонарь.

Вторая часть здания, пристроенная позднее, представляет собой трехпролетное здание, с пролетами по 24 м, длиной I8 м, пристроенное в торце существующего здания.

Остальные параметры здания такие же, как в первой части здания. Отличие состоит в том, что эта часть здания без фонаря и перекрыта фермами серии ПКОI-I29/78.

По материалам обследования конструкции склада находятся в хорошем состоянии. Фермы покрытия выполнены в соответствии с проектом, а прочностные и деформативные характеристики бетона и арматуры могут быть приняты проектными.

При реконструкции требуется в среднем пролете по всей длине здания подвесить к фермам тельфер грузоподъемностью 6 тс (схема № I), а над второй частью в среднем пролете необходимо сделать светоаэрационный фонарь.

Расчеты железобетонных ферм, установленных в здании склада, под нагрузки после реконструкции здания приведены в примерах I и 2. В примере I выполнен расчет ферм пролетом 24,0 м серии ПК-0I-I29/78, а в примере 2 - серии ПК-0I-I29/68.

В примере 3 рассмотрен расчет фермы пролетом I8,0 м для однопролетного здания.

Инв.№ подл. | Подпись и дата | Взам. инв.№

СХЕМА I

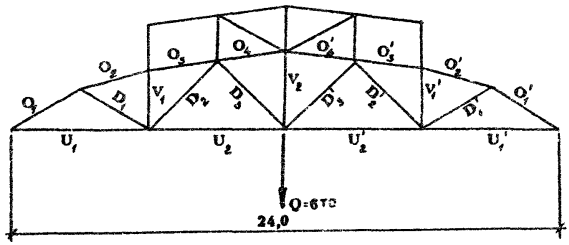


СХЕМА 2

(моментные точки верхнего пояса)

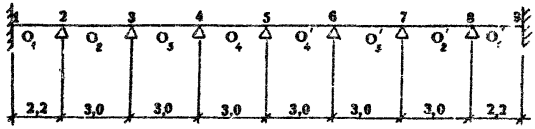
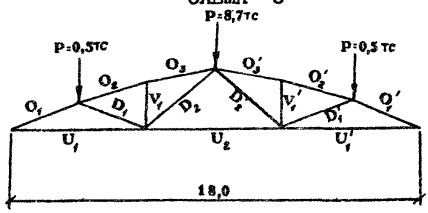


СХЕМА 3



3.2. Пример I.

Исходные данные. Требуется провести поверочный расчет железобетонной фермы марки 2ФС24-3АIУ(серия ПК-0I-I29/78), установленной в среднем пролете пристроенной части склада. По условиям реконструкции на ферму дополнительно подвешен тельфер грузоподъемностью 6,0 тс и установлен светоаэрационный фонарь.

На схеме I показана маркировка элементов фермы и дополнительные нагрузки на ферму.

Пролет фермы 24 м, шаг 6 м, плиты покрытия шириной I,5 м, здание без перепада высот. Расчетная нагрузка от покрытия составляет 340 кгс/м2. Нормативная снеговая нагрузка - I00 кгс/м2, расчетная - I40 кгс/м2.

Определение усилий в элементах фермы от новых нагрузок производится при помощи справочных материалов серии ПК-0I-I29/78 выпуск I. Результаты расчетов приведены в таблицах I÷3 настоящего выпуска.

Порядок выполнения расчетов по определению усилий в элементах ферм приводится ниже.

Усилия от собственного веса фермы типоразмера 2 и светоаэрационного фонаря принимаются по таблице на листе 80 ПК-0I-I29/78 выпуск I.

Усилия от покрытия и снега получаются перемножением усилий, приведенных в таблицах на листе 79 ПК-0I-I29/78 от покрытия и снега для интенсивности I00 кгс/м2, на соответствующие коэффициенты:

для нагрузки от покрытия

$$K_п = \frac{340}{I00} = 3,4$$

для снеговой нагрузки определяют коэффициент отдельно для длительно действующей части снеговой нагрузки и для полной снеговой кратковременной нагрузки (см. п.I.7к и I.8д СНиП 2.0I.07-85); для длительно действующей части нагрузки

$$K_{сн}^{дл} = \frac{I40 \cdot 0,3}{I00} = 0,42$$

Инв.N подл. | Подпись и дата | Взам.инв.N

для полной снеговой кратковременной нагрузки

$$K_{сн}^{кр} = \frac{140}{100} = 1,4$$

Усилия от тельфера получаются перемножением усилий от единичной нагрузки P_9, приложенной в этом узле (лист 76 ПК-01-129/78 выпуск 1) на соответствующие коэффициенты, согласно п.1.7и и 1.8г СНиП 2.01.07-85, для длительно действующей части нагрузки

$$K_{т}^{дл} = \frac{0,5 \cdot 6,0}{1} = 3,0$$

для полной кратковременной нагрузки

$$K_{т}^{кр} = \frac{6,0}{1,0} = 6,0$$

Дополнительно учитываем коэффициент динамичности 1,1 для подвесного транспорта.

Таблица I

Нормальные силы в поясах

Элементы фермы		Собственный вес фермы (типоразмер 2), тс	Покрытие 340кгс/м², тс	Собственный вес фонаря, тс	Длительная часть нагрузки, тс		
Наименование	Обозначение				Снеговая нагрузка 42кгс/м²	Подвесной тельфер с коэфф. 0,5	$\Sigma N_{дл.}=0,95\left(⑥+⑦\right)$
I	2	3	4	5	6	7	8
Верхний пояс	O_1	-I0,0I	-45,5	-4,04	-6,82	-3,5	-9,8
	O_2	-I0,80	-45,5	-4,7I	-6,52	-4,I	-I0,I
	O_3	-I0,3	-43,6	-4,5I	-6,25	-3,9	-9,6
	O_4	-II,5	-45,6	-5,I7	-6,47	-6,6	-I2,4
Нижний пояс	UI	8,8	40,I	3,56	6,02	3,I	8,7
	U2	II,4	49,6	5,3	6,7	5,4	II,5

Продолжение

Элементы фермы		Кратковременная нагрузка, тс			$\Sigma N_{дл.}=$ $\left(③+④+⑤+⑧\right)$	$N_{пол.}=$ $\left(③+④+⑤+II\right)$	Расчетные усилия в элементах существующей фермы 2ОС24-3А1У
Наименование	Обозначение	Снеговая нагрузка I40кгс/м²	Подвесной тельфер с коэфф. I,0	$\Sigma N_{кр.}=0,9\times\left(⑨+⑩\right)$			
		9	I0	II	I2	I3	I4
Верхний пояс	O_1	-22,7	-7,0	-26,7	-69,4	-86,3	-97,2
	O_2	-2I,7	-8,2	-26,9	-7I,I	-87,9	-86,4
	O_3	-20,8	-7,8	-25,7	-68,0	-84,I	-78,8
	O_4	-2I,6	-I3,2	-3I,3	-74,7	-93,6	-87,9
Нижний пояс	UI	20,0	6,2	23,6	6I,2	76,I	83,5
	U2	22,3	I0,8	29,8	77,8	96,I	86,7

Условные обозначения:

◯ – номер столбца таблицы.

Инв. N подл. | Подпись и дата | Взам. инв. N

Таблица 2

Нормальные силы в раскосах и стойках

Элементы фермы		Собственный вес фермы (типоразмер 2), тс	Покрытие 340кгс/м², тс	Собственный вес фонаря, тс	Длительная часть нагрузки, тс		
Наименование	Обозначение				Снеговая нагрузка 42кгс/м², тс	Подвесной тельфер с коэфф. 0,5	$\Sigma N_{дл}$=0,95×(⑥+⑦)
I	2	3	4	5	6	7	8
Раскосы	$Д_I$	I,7	3,8	I,06	0,45	0,92	I,3
	$Д_2$	-I,4	-8,3	-I,06	-0,8I	-2,0	-2,7
	$Д_3$	0,2	-5,7	-0,43	0,8	I,64	2,3
	$Д_3^I$	0,2	-5,7	-0,43	-I,27	I,64	0,35
	$Д_2^I$	-I,4	-8,3	-I,06	-0,95	-2,0	-2,8
	$Д_I^I$	I,7	3,8	1,06	-0,66	0,92	0,25
Стойки	V_1^{max}	I,6	3,8	0,22	0,43/-0,28	0,9	I,3
	V_2^{max}	I,2	7,6	0,58	0,85	I,I	I,65

Продолжение

Элементы фермы		Кратковременная нагрузка, тс			$\Sigma N_{дл}$= ③+④+⑤+⑧	$\Sigma N_{псд}$= ③+④+⑤+⑪	Расчетные усилия в элементах унифицированной фермы 2Ф324-3АТ5
Наименование	Обозначение	Снеговая нагрузка I40кгс/м²	Подвесной тельфер с коэфф. I,0	$\Sigma N_{кр}$=0,9×(⑨+⑩)			
		9	I0	II	I2	I3	I4
Раскосы	$Д_I$	I,5	I,85	3,0	7,9	9,6	9,9
	$Д_2$	-2,7	-4,0	/-6,0	-I3,5	-I6,8	2,7/-I7,8
	$Д_3$	2,7	3,3	5,4	3,6/-5,9	-3,2	8,0
	$Д_3^I$	-3,8	3,3	3,3/-3,8	-5,6	-9,7	8,0
	$Д_2^I$	-3,2	-4,0	-6,5	-I3,6	-I7,3	2,7/-I7,8
	$Д_I^I$	-2,2	I,85	I,9/-2,2	6,8	8,5	9,9
Стойки	V_1^{max}	I,4	I,8	2,9	6,9	8,5	9,3
	V_2^{max}	2,8	2,2	4,5	II,2	I3,9	I3,I

Моменты в элементах верхнего пояса фермы

Таблица 3

Элементы верхнего пояса фермы	Моментные точки	Собственный вес фермы, тсм	Покрытие 340 кгс/м2, тсм	Длительная часть снеговой нагрузки 42 кгс/м2, тсм
I	2	3	4	5
0_I	I	0,03	I,I	0,I8
	I-2	-0,02	-0,6	-0,I
	2	0,I0	I,I	0,27
0_2	2-3	-0,06	-I,5	-0,39
	3	0,I2	I,05	0,26
0_3	3-4	-0,06	-0,83	-0,I8
	4	0,I2	0,76	0,I6
0_4	4-5	-0,06	-0,88	-0,I9
	5	0,I2	0,82	0,I8

Продолжение

Элементы верхнего пояса фермы	Снеговая нагрузка I40 кгс/м2, $M_{кр}$, тс·м	Длительная нагрузка Мдл, тс·м ③+④+⑤	Суммарная нагрузка $M_{полн}$, тс·м ③+④+⑥	Моменты в элемент. существующ. фермы 2ФС24-3АIУ
	6	7	8	9
0_I	0,6	I,3I	I,73	-I,9
	-0,32	-0,72	-0,94	
	0,89	I,47	2,09	
0_2	-I,3	-I,95	-2,86	-4,3
	0,85	I,43	2,02	
0_3	-0,6	-I,07	-I,49	-2,5
	0,55	I,04	I,43	
0_4	-0,65	I,I3	-I,59	-2,4
	0,6	I,I2	I,54	

Инв.№ подл. | Подпись и дата | Взам. инв.№

Проведенные расчеты показали (табл. I÷3), что полученные усилия в элементах верхнего пояса $O_1 \div O_4$, нижнего пояса U_2, в раскосе D_3 и в стойке V_2 превышают расчетные усилия для существующей фермы марки 2ФС24-3АIУ. Необходима проверка прочности указанных элементов на новые усилия. При недостаточной несущей способности элементов, необходимо провести усиление одним из выбранных способов.

Пример 2.

Исходные данные. Требуется провести проверочный расчет железобетонной фермы марки ФСМ24П-3А (серия ПК-01-129/68), установленной в среднем пролете ранее построенной части склада. По условиям реконструкции на ферму дополнительно подвешен тельфер грузоподъемностью 6 тс.

На схеме I показана маркировка элементов фермы и дополнительная нагрузка на ферму. Пролет фермы 24 м, шаг 6 м, плиты покрытия шириной I,5 м, здание без перепада высот со светоаэрационным фонарём. Расчётная нагрузка от покрытия составляет 340 кгс/м2. Нормативная снеговая нагрузка – I00 кгс/м2, расчетная I40 кгс/м2.

Определение усилий в элементах фермы от новых нагрузок производится при помощи справочных материалов серии ПК-01-129/68 выпуск I-2. Результаты расчетов приведены в таблицах 4÷6 настоящего выпуска. Порядок выполнения расчетов по определению усилий в элементах ферм приводится ниже.

Усилия от собственного веса фермы типоразмера 2 и от фонаря принимаем по таблице на листе 6и ПК-01-129/68 выпуск I-2.

Усилия от покрытия и снега получаем перемножением усилий, приведенных в таблицах на листе 7и ПК-01-129/68 в.I-2 от покрытия и снега для интенсивности I00 кг/м2, на соответствующие коэффициенты:

$$Кп = 3,4; \qquad К_{сн}^{дл} = 0,42; \qquad К_{сн}^{кр} = I,4.$$

Усилия от подвесного тельфера получаем перемножением усилий от единичной нагрузки P_9, приложенной в этом узле (лист 4и ПК-01-129/68 в.I-2) на соответствующие коэффициенты для длительно действующей части нагрузки и для полной кратковременной нагрузки:

$$К_{т}^{дл} = 3; \qquad К_{т}^{кр} = 6.$$

Нормальные силы в поясах

Таблица 4

Элементы фермы		Собственный вес фермы (типоразмер II), тс	Покрытие 340 кг/м², тс	Собственный вес фонаря, тс	Длительная часть нагрузки, тс		
Наименование	Обозначение				Снеговая нагрузка 42 кгс/м²	Подвесной тельфер с коэф. 0,5	$\sum N_{дл} = 0,9(6)+(7)$
I	2	3	4	5	6	7	8
Верхний пояс	0_1	-I0,0	-45,7	-7,6	-6,8	-3,2	-9,0
	0_2	-II,I	-45,9	-8,9	-6,5	-3,75	-9,2
	0_3	-I0,6	-44,2	-8,5	-6,2	-3,6	-8,8
	0_4	-I2,I	-49,0	-9,7	-6,5	-6,I	-II,3
Нижний пояс	U_1	8,8 (8,0)	40,5 (36,0)	6,8 (6,2)	6,0 (4,3)	2,8 (2,3)	7,9 (5,9)
	U_2	II,8 (I0,8)	50,0 (44,5)	9,8 (9,0)	6,7 (4,8)	4,9 (4,I)	I0,4 (8,0)

Продолжение

Элементы фермы		Кратковременная нагрузка, тс			$\sum N_{дл} = (3)+(4)+(5)$	$N_{пол} = (3)+(4)+(5)+(11)$	Расчетные усилия в элементах существ. фермы ФСМ24-II-3А
Наименование	Обозначение	Снеговая нагрузка I40кгс/м²	Подвесной тельфер с коэф. I,0	$\sum N_{кр} = 0,9(9)+(10)$			
I	2	9	I0	II	I2	I3	I4
Верхний пояс	0_1	-22,7	-6,4	-26,2	-72,3	-89,5	-98,0
	0_2	-2I,7	-7,5	-26,3	-75,I	-92,2	-98,0
	0_3	-20,8	-7,2	-25,2	-6I,5	-88,5	-I06,0
	0_4	-2I,5	-I2,I	-30,2	-82,I	-I0I,0	-I06,0
Нижний пояс	U_1	20,0 (I4,4)	5,7 (4,7)	23,I (I7,2)	64,0 (56,I)	79,2 (67,4)	79,0
	U_2	22,3 (I6,0)	9,8 (8,I)	28,9 (2I,7)	82,0 (72,3)	I00,5 (86,0)	99,0 (86,0)

Примечание. Для нижнего пояса в скобках даны нормативные усилия.

Инв. N подл. | Подпись и дата | Взам. инв. N

Таблица 5

Нормальные силы в раскосах и стойках

Элементы фермы		Собственный вес фермы (типоразмер П), тс	Покрытие 340 кг/м2, тс	Собственный вес фонаря, тс	Длительная часть нагрузки, тс		
Наименование	Обозначение				Снеговая нагрузка 42кгс/м2	Подвесной тельфер с коэф.0,5	$\Sigma N_{дл} = 0,9(6 + 7)$
I	2	3	4	5	6	7	8
Раскосы	D_I	2,I	3,8	I,93	-0,2	0,85	0,6
	D_2	-I,7	-8,3	-I,9	+0,33	-I,8	I,3
	D_3	0,3	-I,5	-0,23	-I,I3	I,5	0,3
	D'_3	0,3	-I,5	-0,23	0,8	I,5	2,I
	D'_2	-I,7	-8,3	-I,9	-0,96	-I,8	-2,5
	D'_I	2,I	3,8	I,9	0,43	0,85	I,2
Стойки	V_1^{max}	I,6	3,7	0,34	0,44	0,8I	I,I
	V_2^{max}	I,2	I,9	0,29	0,44	I,0	I,3

Продолжение

Элементы фермы		Кратковременная нагрузка, тс					Расчетные усилия в элементах существ. фермы ФСМ24-П-3А
Наименование	Обозначение	Снеговая нагрузка I40 $\frac{кгс}{м2}$	Подвесной тельфер с коэф.I,0	$\Sigma N_{кр.} = 0,9(9 + 10)$	$\Sigma N_{дл.} = (3) + (4) + (5) + (8)$	$N_{пол.} = (3) + (4) + (5) + (11)$	
I	2	9	I0	II	I2	I3	I4
Раскосы	D_I	-0,7	I,7	-0,7/I,7	8,4	9,5	I4,6
	D_2	I,I	-3,6	-3,6/I,I	-I0,6	-I5,5	-6,2/I7,0
	D_3	-3,8	3,0	-3,8/3,0	-I,I3	-5,2	I2,2
	D'_3	2,7	3,0	5,I	0,7	3.7	
	D'_2	-3,2	-3,6	-6,I	-I4,4	-I8,0	
	D'_I	I,40	I,7	2,8	9,0	I0,6	
Стойки	V_1^{max}	I,5	I,6	2,8	6,7	8,4	I2,2
	V_2^{max}	I,5	2,0	3,2	4,7	6,6	9,4

Моменты в элементах верхнего пояса фермы

Таблица 6

Элементы верхнего пояса фермы	Моментные точки	Собственный вес фермы, тсм	Покрытие 340 кгс/м2, тсм	Длительная часть снеговой нагрузки 42 кгс/м2, тс·м
I	2	3	4	5
0_I	I	-0,06	-0,74	-0,I
	I-2	0,03	+0,64	0,I
	2	0,I2	-0,98	-0,3
0_2	2-3	0,08	I,34	0,46
	3	-0,I6	-0,93	-0,2I
0_3	3-4	0,07	0,42	-0,I
	4	-0,I5	-0,48	0,06
0_4	4-5	0,08	0,6	0,02
	5	-0,I5	-0,62	-0,03

Продолжение

Элементы верхнего пояса фермы	Снеговая нагрузка I40 кгс/м2, тс·м	Длительная нагрузка $M_{дл}$, тс·м ③+④+⑤	Суммарная нагрузка $M_{пол}$, тс·м ③+④+⑥	Моменты в элементах существующей фермы ФСМ24-П-3А
	6	7	8	9
0_I	-0,34	0,9	I,I4	2,7
	0,33	0,77	I,0	
	-0,98	-I,I6	-I,84	
0_2	I,53	I,88	2,95	2,7
	-0,7	I,3	I,8	
0_3	-0,25	0,39	0,24	2,4
	0,2	-0,57	0,43	
0_4	0,05	0,7	0,73	2,4
	-0,I	-0,8	-0,83	

Инв.N подл. | Подпись и дата | Взам.инв.N

Дополнительно учитываем коэффициент динамичности, равный I,I для подвесного транспорта.

Проведенные расчеты показали (табл. 4÷6), что в панели верхнего пояса 0_2 полученный момент превышает расчетный момент в пределах I0 % при меньшем значении нормальной силы. В панели под фонарём 0_{3-4} полученное значение длительной части усилия $N_{дл}$ = -6I,5 тс больше расчетного усилия для данной фермы $N_{дл.}$ = -46,0 тс (таблица на листе 2 ПК-0I-I29/68 в.I-2).

В панели нижнего пояса полученное усилие превышает расчетное для фермы ФСМ24-П-3А в пределах I,5 %.

Для элементов фермы, в которых полученные усилия превышают расчетные, необходима проверка этих элементов с учетом фактических геометрических и физико-механических параметров арматуры и бетона.

При недостаточной несущей способности необходимо провести усиление элементов.

Пример 3.

Исходные данные. Требуется провести поверочный расчет железобетонной фермы марки IФСI8-2АIУ (серия ПК-0I-I29/78) установленной в однопролетном здании. По условиям реконструкции на ферму дополнительно подвешен двухопорный подвесной кран грузоподъемностью Q=3,2 тс, вариант загружения 2 указан на схеме 2 серии ПК-0I-I29/78 в.I лист 25.

Ферма пролетом I8 м, без фонарей, шаг 6 м, плиты шириной I,5 м, без перепада высот. Расчетная нагрузка от покрытия - 300 кгс/м2, расчетная нагрузка от снега - I00 кгс/м2.

На схеме 3 показана маркировка элементов фермы и дополнительные нагрузки на ферму.

Определение усилий в элементах фермы от новых нагрузок производится при помощи справочных материалов серии ПК-0I-I29/78 выпуск I.

Результаты расчетов приведены в таблицах 7÷9 настоящего выпуска.

Порядок выполнения расчетов по определению усилий в элементах ферм приводится ниже.

Усилия от собственного веса фермы принимаются по таблице на листе 80 ПК-01-129/78 в.1.

Усилия от покрытия и снега получаются перемножением усилий, приведенных в таблицах на листе 79 ПК-01-129/78 от покрытия и снега для интенсивности 100 кгс/м2, на соответствующие коэффициенты:

для нагрузки от покрытия

$$К_{п} = \frac{300}{100} = 3,0$$

для длительно действующей части снеговой нагрузки (п.1.7к СНиП 2.01.07-85)

$$К_{сн}^{дл.} = \frac{100 \cdot 0,3}{100} = 0,3$$

для полной снеговой кратковременной нагрузки $К_{сн}^{кр} = 1$.

Усилия от подвесного транспорта - длительно действующая часть нагрузки и полная кратковременная нагрузка принимаются в соответствии с п. 1.7и и 1.8г СНиП 2.01.07-85.

Таблица 7

Нормальные силы в поясах

Элементы фермы		Собственный вес фермы (типоразмер I)	Покрытие 300 кгс/м2, тс	Длительная часть нагрузки, тс		
Наименование	Обозначение			Снеговая нагрузка 300 кгс/м2	Подвесной кран с коэф. 0,5	$\Sigma N_{дл.} = 0{,}95(⑤ + ⑥)$
I	2	3	4	5	6	7
Верхний пояс	0_I	-3,8	-29,7	-3,0	-5,32	-7,9
	0_2	-4,I3	-29,3	-2,93	-6,25	-8,72
	0_3	-4,02	-28,5	-2,86	-6,I	-8,5I
Нижний пояс	U_1	3,35	26,4	2,65	8,4	I0,5
	U_2	3,83	28,8	2,9	8,I	I0,45
	U_1'	3,35	26,4	2,65	4,74	7,0

Продолжение

Элементы фермы		Кратковременная нагрузка, тс			$\Sigma N_{дл.} = ③ + ④ + ⑦$	$N_{пол.} = ③ + ④ + ⑩$	Расчетные усилия в элементах существ. фермы IIСI8-2AIУ
Наименование	Обозначение	Снеговая нагрузка I00 кгс/м2	Подвесной кран с коэф. I	$\Sigma N_{кр.} = 0{,}9(⑧ + ⑨)$			
		8	9	I0	II	I2	I3
Верхний пояс	0_I	-9,92	-I0,7	-I8,6	-4I,4	-52,I	-5I,3
	0_2	-9,78	-I2,5	-20,0	-42,2	-53,4	-49,6
	0_3	-9,53	-I2,2	-I9,6	-4I,0	-52,I	-46,I
Нижний пояс	U_1	8,83	I6,74	23,0	40,3	52,8	44,7
	U_2	9,63	I6,2	23,3	43,I	55,9	45,6
	U_1'	8,83	9,5	I6,5	36,8	46,3	44,7

Таблица 8

Нормальные силы в раскосах и стойках

Элементы фермы		Собственный вес фермы (типоразмер I)	Покрытие 300кгс/м2 тс	Длительная часть нагрузки, тс		
Наименование	Обозначение			Снеговая нагрузка 30 кг/м2	Подвесной кран с коэфф. 0,5	ΣNдл.= =0,95 (⑤+⑥)
I	2	3	4	5	6	7
Раскосы	D_1	0,74	2,3	0,3	I,48	I,69
	D_2	0,23	0,54	0,47	-2,64	-2,6/0,5
	D_2'	0,23	0,54	-0,5	-2,64	-2,89
	D_1'	0,74	2,3	-0,3	I,48	-0,3/I,5
Стойки	V_1	0,29	-0,7	0,I8	I,0	I,I
	V_1^I	0,29	-0,7	-0,24	I,0	-0,2/I,0

Продолжение

Элементы фермы		Кратковременная нагрузка, тс			ΣNдл.= =③+④+⑦	Nпол.= +③+④+ +⑩	Расчетные усилия в элементах существ. фермы IФС18-2АIУ
Наименование	Обозначение	Снеговая нагрузка I00кгс/м2	Подвесной кран с коэфф. I	ΣNкр.= =0,9 (⑧+ +⑨)			
		8	9	I0	II	I2	I3
Раскосы	D_1	I,02	2,95	3,6	4,7	6,6	7,2
	D_2	I,56	-5,28	-5,3/I,6	-I,8/I,3	-4,5/2,4	6,4
	D_2'	-I,65	-5,28	-6,2	-2,I/0,8	-5,4	6,4
	D_1'	-I,28	2,95	-I,3/3,0	4,5	6,0	7,2
Стойки	V_1	0,59	2,0	2,3	0,7	I,9	2,6
	V_1^I	-0,8I	2,0	-0,8/2,0	-0,9/0,6	I,6	2,6

Таблица 9

Моменты в элементах верхнего пояса фермы

Элементы верхнего пояса фермы	Моментные точки	Собственный вес фермы, тсм	Покрытие 300 кгс/м2, тсм	Длительная часть снеговой нагрузки 30 кгс/м2, тсм
I	2	3	4	5
0_I	I	0,02	0,97	0,I5
	I-2	-0,0I	-0,48	-0,08
	2	0,06	0,98	0,II
0_2	2-3	-0,04	-I,35	-0,I4
	3	0,08	I,28	0,I3
0_3	3-4	-0,04	-I,44	-0,I4
	4	0,07	I,29	0,I3

Продолжение

Элементы верхнего пояса фермы	Снеговая нагрузка I00 кгс/м2, Мкр, тс·м	Длительная нагрузка, Мдл, тс·м ③+④+⑤	Суммарная нагрузка, Мполн., тс·м ③+④+⑥	Моменты в элементах существ. фермы IФСI8-2AIУ
	6	7	8	9
0_I	0,5I	I,I4	I,5	-0,9
	-0,26	-0,57	-0,75	
	0,35	I,I5	I,39	
0_2	-0,45	-I,53	-I,84	-2,3
	0,43	I,49	I,79	
0_3	-0,48	-I,62	-I,96	-2,I
	0,43	I,49	I,79	

Усилия P_I, P_3, P_5 от подвесного транспорта приложены в узлах верхнего пояса - см. схему 3.

Коэффициенты усилий для длительно действующей части нагрузки:

$$K^{дл}_{P_I} = \frac{0,5 \cdot 0,5}{I} = 0,25$$

$$K^{дл}_{P_3} = \frac{0,5 \cdot 8,7}{I} = 4,35$$

$$K^{дл}_{P_5} = \frac{0,5 \cdot 0,5}{I} = 0,25$$

для полной кратковременной нагрузки

$$K^{кр}_{P_I} = \frac{0,5}{I} = 0,5$$

$$K^{кр}_{P_3} = \frac{8,7}{I} = 8,7$$

$$K^{дл}_{P_5} = \frac{0,5}{I} = 0,5$$

Усилия от подвесного крана в элементах фермы получаются путем суммирования усилий от единичных нагрузок P_I, P_3, P_5 (лист 76 ПК-01-129/78) и умноженных на соответствующие коэффициенты и коэффициент динамичности, равный I,I.

Проведенные расчеты показали (табл. 7÷9), что полученные усилия в элементах верхнего пояса 0_I÷0_3 и нижнего пояса U_1, U_2, U_1' превышают расчетные усилия для фермы марки 1ФС18-2АIУ. Необходима проверка прочности указанных элементов на новые усилия. При недостаточной несущей способности необходимо усиление одним из выбранных способов.

4. ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА И КОНСТРУИРОВАНИЯ РАЗЛИЧНЫХ ВИДОВ УСИЛЕНИЯ ОТДЕЛЬНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ФЕРМ

4.I. Усиление сжатых элементов.

Пример I. Требуется усилить сжатую панель верхнего пояса железобетонной фермы путем устройства железобетонной обоймы (тип a*).

Усилие, воспринимаемое панелью без усиления $N_э$ = 810 кН, после усиления панель должна воспринимать нагрузку $N_{эу}$ = 1680 кН.

Сечение панели 25х20 см,
расчетная длина ℓ_o = 3,0 м.

Железобетонная ферма выполнена из бетона марки М500. Условный класс бетона по прочности на сжатие, согласно изменению № I СНиП 2.03.0I-84, принимается равным 80 % кубиковой прочности бетона, соответствующей марке по прочности М500, т.е.

500 х 0,8 = 400.

Принимаем условный класс бетона В40, с учетом γ_{b2}=0,9
R_b = 22 х 0,9 = I9,8 МПа.

Продольная арматура 4Ø10АШ, A_s = 3,I4 см2, расчетное сопротивление арматуры растяжению и сжатию определяется по формуле

$$R_s = R_{sc} = \frac{R_{sn}}{\gamma_s} = \frac{390}{I,I5} = 339 \approx 340 \text{ МПа}.$$

Для обоймы усиления принимаем бетон класса В30, R_b=I5,3 МПа (с учетом γ_{b2}=0,9), продольная арматура класса АП с R_{sc} =280 МПа.

Требуется определить необходимую толщину железобетонной обоймы и сечение продольной и поперечной арматуры.

В соответствии с указаниями п.4.2 Рекомендаций /I/ назначаем минимальную толщину обоймы 6 см, с учетом чего размеры усиленного раскоса будут равны 37 х 32 см (рис. I).

* Типы усиления элементов и узлов ферм даны в выпуске 0-I настоящей серии.

$$A_{об} = 2d(b+2d) + 2dh = 2d(b+2d+h) =$$
$$= 2 \cdot 6\ (25 + 2 \cdot 6 + 20) = 696\ см2.$$

Минимальная площадь сечения арматуры в обойме

$$A_{s,об} = 0{,}01 \cdot 696 = 6{,}96\ см2$$

Принимаем 4Ø16АП $A_{s,об} = 8{,}04$ см2.

Несущую способность усиленного элемента определяем из учета совместной работы панели и железобетонной обоймы по формуле:

$$N_{sg} \leq \varphi(R_b A + R_{b,об} A_{об} + R_{sc} A_s + R_{sc,об} A_{s,об})$$

$h = 20$ см, $\varphi = \varphi_b + 2(\varphi_{sb} - \varphi_b)\lambda$, но не более φ_{sb},

определяем с учетом размеров усиленного элемента по пособию к СНиП 2.03.01-84 /5/.

$\frac{l_0}{h} = \frac{300}{32} = 9{,}4$ - по табл. 26 пособия /5/ $\varphi_b = 0{,}895$

считая, что $\frac{N_l}{N} \geq \frac{2}{3}$.

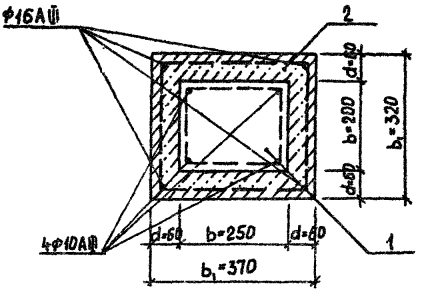


Рис. I. Сечение раскоса, усиленного обоймой.

I - раскос фермы; 2 - железобетонная обойма.

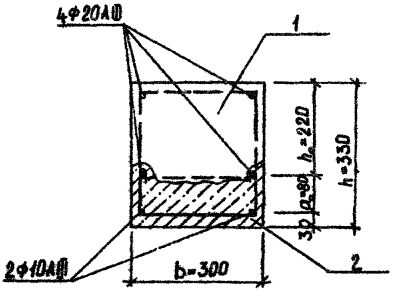


Рис. 2. Сечение элемента, усиленного односторонним наращиванием.

I - основной элемент; 2 - бетон наращивания.

$$\alpha_s = \frac{R_{sc} A_s}{R_b A} + \frac{R_{sc,об} A_{s,об}}{R_{b,об} A_{об}} = \frac{340 \cdot 3,14}{19,8 \cdot 500} + \frac{280 \cdot 8,04}{15,3 \cdot 696} =$$

$$= 0,11 + 0,2 = 0,31.$$

В нашем случае в сечении отсутствуют промежуточные стержни, поэтому принимаем φ_{sb} по табл. 27 пособия /5/ при $a = a' = 3$ см $< 0,15h$

$\frac{l_0}{h} = 9,4$ $\quad \varphi_{sb} = 0,905$, тогда $\varphi = 0,9 + 2(0,905 - 0,895) \cdot 0,31 =$

$= 0,906$.

Принимаем $\varphi = \varphi_{sb} = 0,905$.

Определяем площадь обоймы из вышеуказанной формулы

$$A_{об} = \frac{\frac{N_{2y}}{\varphi} - R_b A - R_{sc} A_s - R_{sc,об} A_{s,об}}{R_{b,об}} =$$

$$= \frac{\frac{1680 \cdot 10^3}{0,905} - 19,8 \cdot 250 \cdot 200 - 340 \cdot 314 - 280 \cdot 804}{15,3} = 349 \text{ см}^2$$

Площадь сечения обоймы, требуемая по расчету, меньше, чем принимаемая конструктивно, следовательно, оставляем обойму, принятую по конструктивным требованиям, т.е. толщиной 6 см с арматурой 4Ø16АП с $A_{s,об} = 8,04$ см2.

Поперечную арматуру в обойме назначаем в соответствии с п.4.3 Рекомендаций /1/ и СНиП 2.03.01-84/2/, как для сжатых элементов. Принимаем хомуты Ø6А1, устанавливаемые с шагом 200 мм.

Пример 2. Требуется усилить элемент верхнего пояса фермы путем одностороннего наращивания железобетоном в растянутой зоне (тип "б").

Изгибающий момент, который может быть воспринят элементом без усиления, $M_э = 37$ кН·м, после усиления элемент должен выдержать $M_{эу} = 53$ кН·м.

Сечение элемента до усиления 30х25 см, расчетная длина $l = 3$ м. Элемент выполнен из бетона марки М500, как и в примере I, принимаем условный класс бетона В40, $R_b = 19,8$ МПа (с учетом $\gamma_{b2} = 0,9$), продольная рабочая арматура в растянутой зоне 2Ø 20АШ,

$$R_s = \frac{R_{sn}}{\gamma_s} = \frac{390}{1,15} = 339 \approx 340 \text{ МПа}, \quad A_s = 6,28 \text{ см}2.$$

Предварительно назначаем толщину наращивания 8 см (рис.2).

Необходимо определить количество дополнительной арматуры в наращивании.

Бетон в наращивании принимаем класса В30, $R_{b,y}$=15,3 МПа (с учетом γ_{b2}=0,9), а арматуру класса АШ с $R_{s,y}$=365 МПа.

Несущая способность усиленного элемента определяется из учета совместной работы основного элемента и железобетонного наращивания по формуле

$$M_{эу} \leqslant R_s A_s \left(h_o - \frac{x}{2}\right) + R_{sy} A_{sy} \left(h_{oy} - \frac{x}{2}\right)$$

где: h_o, h_{oy} – рабочая высота неусиленного и усиленного элемента;

R_{sy}, A_{sy} – расчетное сопротивление и площадь поперечного сечения арматуры в железобетонном наращивании;

x – высота сжатой зоны.

Геометрические размеры усиленного элемента будут b =30 см, h =33 см, h_o =22 см и h_{oy} =30 см.

Площадь сечения дополнительной арматуры в наращивании определяется по формуле

$$A_{sy} = -\frac{A}{2} - \sqrt{\frac{A^2}{4} - B} = \frac{92,3}{2} - \sqrt{\frac{92,3^2}{4} - 101,4} = 1,11 \text{ см}2$$

где: $A = \dfrac{R_s A_s - R_b b (h_o + a_c)}{0,5 R_s} = \dfrac{340 \cdot 628 - 19,8 \cdot 300 \cdot (220+80)}{0,5 \cdot 340} =$

$= -9226$ мм2 $= -92,3$ см2

$$B = \frac{2(M_{эу} - R_s A_s h_o) R_b b}{R_s} + A_s^2 = \frac{2(53 \cdot 10^6 - 340 \cdot 628 \cdot 220) \cdot 19,8 \cdot 300}{340^2} +$$

$+ 628^2 = 1013623$ мм4 $= 101,4$ см4.

Принимаем 2Ø 10АШ с A_{sy}=1,57 см2.

Проверка усиленного элемента

$$M_{эу} = R_s A_s \left(h_o - \frac{x}{2}\right) + R_{sy} A_{sy} \left(h_{oy} - \frac{x}{2}\right) = 340 \cdot 628 \cdot (220 - \frac{45}{2}) + 365 \cdot$$

$$\cdot 157 \cdot (300 - \frac{45}{2}) = 58{,}1 \cdot 10^3 \text{ н.м} = 58{,}1 \text{ кН·м}.$$

$$x = \frac{R_s (A_s + A_{sy})}{R_b b} = \frac{340 \cdot (628 + 157)}{19{,}8 \cdot 300} = 45 \text{ мм} = 4{,}5 \text{ см}$$

$$M_{эу} = 58{,}1 \text{ кНм} > 53{,}0 \text{ кНм}.$$

Следовательно, прочность усиленного элемента обеспечена.

Пример 3.

Требуется усилить сжатый раскос фермы металлической обоймой с напряженными ветвями (тип "И").

Несущая способность неусиленного раскоса $N_э$ =547 кн, после усиления он должен воспринять нагрузку $N_{эу}$ =797 кН.

Сечение раскоса 15х20 см, расчетная длина l_o =4,04 м.

Раскос выполнен из бетона марки М600, условный класс бетона принимаем 600х0,8=480, т.е. В48. По интерполяции R_b =26,5 МПа, с учетом γ_{b2}=0,9 R_b =23,85 МПа.

Продольная арматура 4Ø 16АШ, A_s=8,04 см2,

$$R_{sc} = \frac{R_{s,n}}{\gamma_s} = \frac{390}{1{,}15} \approx 340 \text{ МПа}.$$

Конструкция усиления приведена на рис. 3.

Материал конструкции усиления - профильная сталь Вст 3ПС6-1 с R_y = 240 МПа.

Исходя из положения, что в предельном состоянии будет полностью исчерпана несущая способность раскоса и металлической обоймы, нагрузку, воспринимаемую обоймой, определяем как

$$N_y = N_{эу} - N_э = 797 - 547 = 250 \text{ кН}.$$

Площадь сечения обоймы $A_{об}$ определяем по формуле

$$A_{об} = \frac{N_y}{\varphi R_y \gamma_c \gamma_o} = \frac{250 \cdot 10^3}{0{,}96 \cdot 240 \cdot 0{,}9 \cdot 0{,}9} = 1460 \text{ мм2} = 14{,}6 \text{ см2}$$

φ - коэффициент продольного изгиба принимаем по табл.72 СНиП II-23-81*;

γ_c - 0,9 - коэффициент условия работы распорок по п.4.18. Рекомендаций /1/, γ_c =0,9 табл.6 СНиП II-23-81^x/3/.

Принимаем обойму из четырех уголков ∟63х5 с общей площадью $A_{об}$= 6,13·4 = 24,52 см2.

Для включения в работу конструкций усиления назначаем начальную величину предварительного напряжения ветвей обоймы σ_o =60 МПа (п.4.17 Рекомендаций /1/).

Напряжение в ветвях обоймы создается выпрямлением ветвей обоймы, заранее изогнутых на определенную величину. Уклон ветвей обоймы для создания предварительного напряжения, равного 60 МПа, определяется по графику (рис.5) и составляет l =0,024.

При этом стрела прогиба будет равна $a = \frac{l_p}{2} \cdot 0{,}024 = 3{,}6$ см

Проверяем ветви обоймы на устойчивость при создании предварительного напряжения.

Гибкость одной ветви обоймы

$$\lambda = \frac{0{,}5\, l_{ов}}{r_x} = \frac{0{,}5 \cdot 301}{1{,}94} = 78 \qquad \varphi = 0{,}71$$

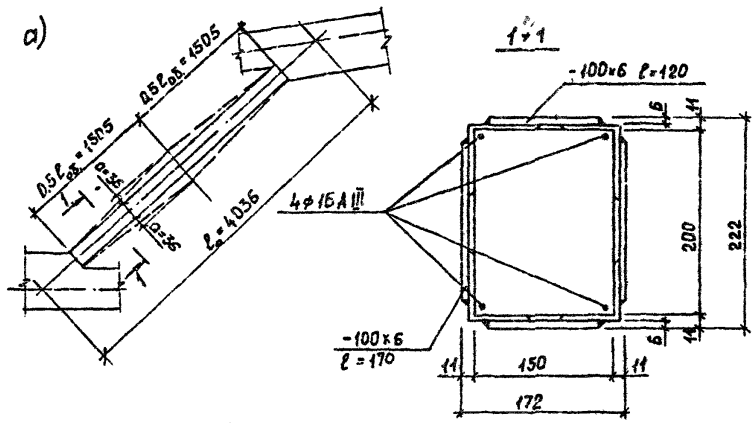


Рис. 3. Схема усиления сжатого раскоса фермы металлической обоймой с напряженными ветвями:

а - схема усиления; б - сечение усиленного раскоса.

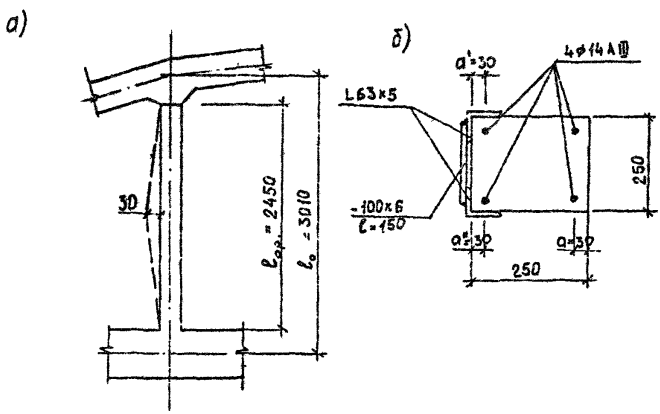


Рис. 4. Схема усиления внецентренно сжатого элемента односторонними напряженными распорками:

а - схема усиления; б - сечение усиленного элемента.

Инв. N подл. | Подпись и дата | Взам. инв. N

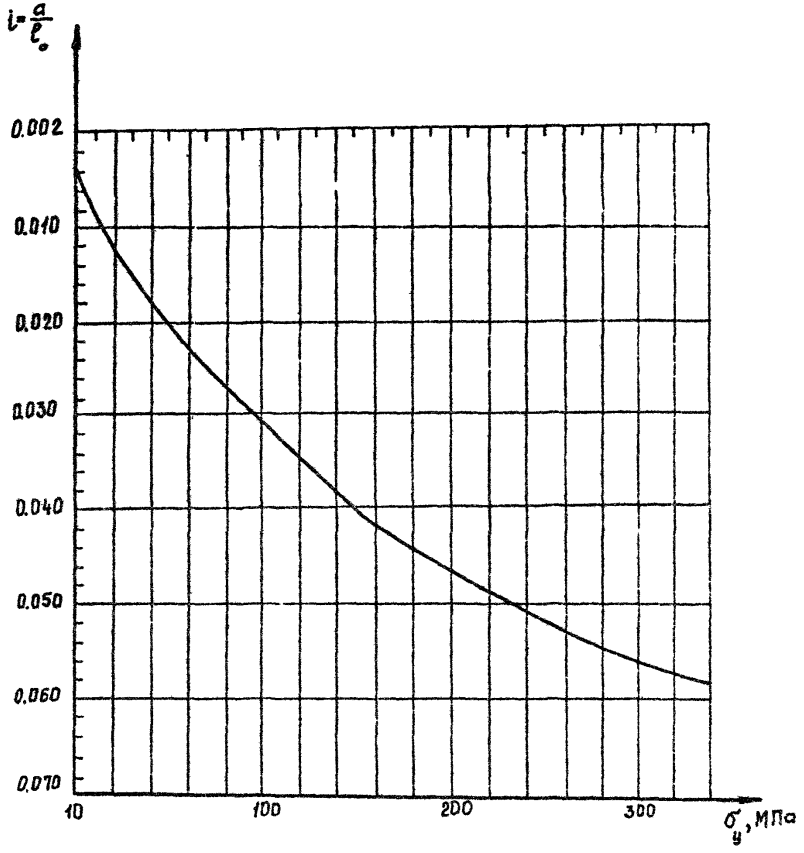


Рис. 5. График для определения напряжений в элементах усиления в зависимости от уклона тяжей.

где: $0,5\,l_{об}$ – длина ветви обоймы от упора до места перегиба;

r_x – минимальный радиус инерции.

Предельно возможное напряжение в элементах обоймы

$$\sigma_o = R_y \varphi = 240 \cdot 0,71 = 170,4 \text{ МПа} > 60 \text{ МПа}.$$

Следовательно, устойчивость элементов обоймы при создании в них предварительного напряжения обеспечена.

Расчет планок производится как для центрально сжатой металлической колонны и здесь не приводится.

Пример 4.

Требуется усилить внецентренно сжатый элемент односторонними предварительно напряженными металлическими распорками.

Несущая способность элемента без усиления, рассчитанного на внецентренное сжатие с малым эксцентриситетом, $N_э$=657 кН, эксцентриситет e'=4 см.

После увеличения нагрузки усилия от длительно действующих и кратковременных нагрузок в элементе соответственно составят N_e=1014 кН, N_{sh}=160 кН, M_e=40 кН·м, M_{sh}=10 кН·м.

Общая величина продольной силы, которую должен выдержать элемент после усиления, $N_{эу}$=1174 кН.

Сечение элемента 25х25 см, расчетная длина элемента l_o=3010 мм.

Элемент выполнен из бетона марки М400, условный класс бетона – 400 х 0,8 = 320, принимаем В32. По интерполяции R_b=18 МПа, с учетом γ_{b2}=0,9 R_b =16,2 МПа.

Продольная арматура 4Ø14АШ, $A_s = A'_s$ = 3,08 см2,

$$R_s = R_{sc} = \frac{R_{sn}}{\gamma_s} = \frac{390}{1,15} \quad 340 \text{ МПа}.$$

Конструкция усиления приведена на рис. 4.

Материал распорки В Ст3 ПС6-1 с R_{yp} = 240 МПа, расчетная длина распорки l_{op} = 2450 мм.

Требуемую площадь сечения односторонней распорки определя-

ем по нижеприведенной формуле методом последовательных приближений, полагая в первом приближении $x=h_o$, $e=e'+\frac{h_o-a'}{2}=4+\frac{22-3}{2}=13{,}5$см

$$A_p=\frac{N_{эу}e-R_b b x(h_o-0{,}5x)-R_{sc}A'_s(h_o-a')}{m_o R_{yp}(h_o-a')}$$

$$=\frac{1174\cdot10^3\cdot135-16{,}2\cdot250\cdot220(220-0{,}5\cdot220)-340\cdot308\cdot(220-30)}{0{,}9\cdot240\cdot(220-30)}=$$

$$=\frac{158{,}5\cdot10^6-980\cdot10^6-19{,}9\cdot10^6}{4{,}1\cdot10^4}=990\text{ мм2}=9{,}9\text{ см2}$$

где: $m_o=0{,}9$ – коэффициент условия работы распорок (п. 4.17 Рекомендаций /1/);

h_o – рабочая высота сечения;

a' – расстояние от центра тяжести сжатой арматуры до грани элемента;

a'' – расстояние от центра тяжести распорок до грани элемента.

Определяем высоту сжатой зоны бетона X при данном Ар.

$$x=\frac{N+R_s A_s-R_{sc}A'_s-R_{yp}A_p}{R_b b}=\frac{N-R_{yp}A_p}{R_b b}=$$

$$=\frac{1174\cdot10^3-240\cdot990}{16{,}2\cdot250}=230\text{ мм.}$$

Получилось значение X, близкое к принятому.

Принимаем сечение распорки из 2 L 63x5, Ар=12,26 см2.

Предварительное напряжение распорки $\sigma_o=60$ МПа создается только для включения её в работу.

Проверяем ветви распорки на устойчивость при создании предварительного напряжения.

Гибкость распорки $\lambda=\frac{l_{ef}}{i_x}=\frac{0{,}5\cdot245}{1{,}94}=63$

$\varphi=0{,}79$ (по табл. 72 СНиП II-23-81[x]/3/).

Предельно возможное напряжение в элементах распорки при создании предварительного напряжения

$$\sigma_c = \varphi \cdot R_y = 240 \cdot 0{,}79 = 189{,}6 \text{ МПа}$$

Следовательно устойчивость элементов распорки обеспечена.

Расчет соединительных планок выполняется как для центрально сжатой металлической колонны.

Уклон распорки для создания напряжения определяем по графику на рис. 5. При этом стрела прогиба будет составлять

$$a = \frac{\ell}{2} \cdot 0{,}024 = 3{,}0 \text{ см}$$

Пример 5.

Требуется усилить панель верхнего пояса фермы односторонними предварительно-напряженными распорками (тип Ж).

Панель верхнего пояса имеет сквозные трещины, расположенные перпендикулярно оси элемента. В момент усиления на ферму действует нагрузка, вызывающая усилия в верхнем поясе $N_э$ =593 кН и $M_э$=17 кН·м.

После усиления панель верхнего пояса должна воспринять усилия $N_{эу}$=943 кН и $M_{эу}$= 20,9 кН·м.

Сечение верхнего пояса 25х28 см, расчетная длина панели ℓ =3,0 м.

Панель выполнена из бетона марки М400, условный класс бетона 400х0,8=320, принимаем В32. По интерполяции между классами В30 и В35 R_b=18 МПа, с учетом γ_{b2} =0,9 R_b =16,2 МПа, $E_b = 3{,}33 \cdot 10^4$ МПа. Арматура 4Ø12АШ, A_s=4,52 см2,

$$R_s = R_{sc} = \frac{R_{sn}}{\gamma_s} = \frac{390}{1{,}15} \approx 340 \text{ МПа}.$$

Материал конструкции усиления - профильная сталь Вст 3 пс6-I, R_{yp} = 240 МПа, $E_p = 2{,}06 \cdot 10^5$ МПа.

Конструкция усиления приведена на рис. 6.

Предварительно принимаем распорку из двух [10 с A_p=10,9·2 =21,8 см2; i_x=3,99 см, расчетная длина распорки ℓ_o=2,0 м.

Для включения ее в работу создаем в ней предварительное напряжение σ_o=60 МПа путем изгиба ветвей распорки с последующим выпрямлением их при монтаже. Уклон ветвей распорок i=0,024, стрела прогиба $a = \ell_o : 2 \cdot 0{,}024 = \frac{200}{2} \cdot 0{,}024 = 2{,}4$ см.

При увеличении нагрузки на ферму дополнительные усилия

$$\Delta N = N_{эу} - N_э = 943 - 593 = 350 \text{ кН}$$

$$\Delta M = M_{эу} - M_э = 20{,}9 - 17 = 3{,}9 \text{ кН·м}$$

будут распределяться между панелью верхнего пояса и распоркой пропорционально их жесткостям.

Поскольку в панели верхнего пояса имеются сквозные поперечные трещины, дополнительное усилие, воспринимаемое элементом верхнего пояса, будет все восприниматься в первую очередь арматурой. Это усилие будет определяться по формуле

$$\Delta N_э = \frac{\Delta N A_s E_s}{A_s E_s + E_p A_p} = \frac{350 \cdot 452 \cdot 2 \cdot 10^5 \cdot 10^3}{2 \cdot 10^5 \cdot 452 + 2180 \cdot 2{,}06 \cdot 10^5} =$$

$$= 58{,}6 \cdot 10^3 \text{Н} = 58{,}6 \text{ кН}.$$

Усилие, воспринимаемое распоркой, определяется по формуле

$$\Delta N_p = \frac{\Delta N A_p E_p}{A_s E_s + A_p E_p} = \frac{350 \cdot 10^3 \cdot 2180 \cdot 2{,}06 \cdot 10^5}{452 \cdot 2 \cdot 10^5 + 2180 \cdot 2{,}06 \cdot 10^5} =$$

$$= 291{,}4 \cdot 10^3 \text{Н} = 291{,}4 \text{ кН}.$$

где: $0,5\,\ell_{об}$ – длина ветви обоймы от упора до места перегиба;

r_x – минимальный радиус инерции.

Предельно возможное напряжение в элементах обоймы

$$\sigma_o = R_y \varphi = 240 \cdot 0,71 = 170,4 \text{ МПа} > 60 \text{ МПа}.$$

Следовательно, устойчивость элементов обоймы при создании в них предварительного напряжения обеспечена.

Расчет планок производится как для центрально сжатой металлической колонны и здесь не приводится.

Пример 4.

Требуется усилить внецентренно сжатый элемент односторонними предварительно напряженными металлическими распорками.

Несущая способность элемента без усиления, рассчитанного на внецентренное сжатие с малым эксцентриситетом, $N_э$=657 кН, эксцентриситет e' =4 см.

После увеличения нагрузки усилия от длительно действующих и кратковременных нагрузок в элементе соответственно составят N_e=1014 кН, N_{sh}=160 кН, M_e=40 кН·м, M_{sh}=10 кН·м.

Общая величина продольной силы, которую должен выдержать элемент после усиления, $N_{эу}$=1174 кН.

Сечение элемента 25х25 см, расчетная длина элемента ℓ_o=3010 мм.

Элемент выполнен из бетона марки М400, условный класс бетона – 400 х 0,8 = 320, принимаем В32. По интерполяции R_b=18 МПа, с учетом γ_{b2}=0,9 R_b =16,2 МПа.

Продольная арматура 4Ø14АШ, $A_s = A'_s$ = 3,08 см2,

$$R_s = R_{sc} = \frac{R_{sn}}{\gamma_s} = \frac{390}{1,15} \approx 340 \text{ МПа},$$

Конструкция усиления приведена на рис. 4.

Материал распорки В Ст3 ПС6-1 с R_{yp} = 240 МПа, расчетная длина распорки ℓ_{op} = 2450 мм.

Требуемую площадь сечения односторонней распорки определя-

ем по нижеприведенной формуле методом последовательных приближений, полагая в первом приближении $x=h_o$, $e=e'+\frac{h_o-a'}{2}=4+\frac{22-3}{2}=13{,}5$ см

$$A_p=\frac{N_{эу}e-R_b b x(h_o-0{,}5x)-R_{sc}A'_s(h_o-a')}{m_o R_{yp}(h_o-a')}$$

$$=\frac{1174\cdot10^3\cdot135-16{,}2\cdot250\cdot220(220-0{,}5\cdot220)-340\cdot308\cdot(220-30)}{0{,}9\cdot240\cdot(220-30)}=$$

$$=\frac{158{,}5\cdot10^6-980\cdot10^6-19{,}9\cdot10^6}{4{,}1\cdot10^4}=990\ \text{мм2}=9{,}9\ \text{см2}$$

где: $m_o=0{,}9$ – коэффициент условия работы распорок (п. 4.17 Рекомендаций /1/);

h_o – рабочая высота сечения;

a' – расстояние от центра тяжести сжатой арматуры до грани элемента;

a'' – расстояние от центра тяжести распорок до грани элемента.

Определяем высоту сжатой зоны бетона X при данном Ар:

$$x=\frac{N+R_s A_s-R_{sc}A'_s-R_{yp}A_p}{R_b b}=\frac{N-R_{yp}A_p}{R_b b}=$$

$$=\frac{1174\cdot10^3-240\cdot990}{16{,}2\cdot250}=230\ \text{мм}.$$

Получилось значение X, близкое к принятому.

Принимаем сечение распорки из 2 ∟ 63х5, Ар=12,26 см2.

Предварительное напряжение распорки σ_o =60 МПа создается только для включения её в работу.

Проверяем ветви распорки на устойчивость при создании предварительного напряжения.

Гибкость распорки $\lambda=\frac{l_{ef}}{i_x}=\frac{0{,}5\cdot245}{1{,}94}=63$

φ =0,79 (по табл. 72 СНиП II-23-81[x]/3/).

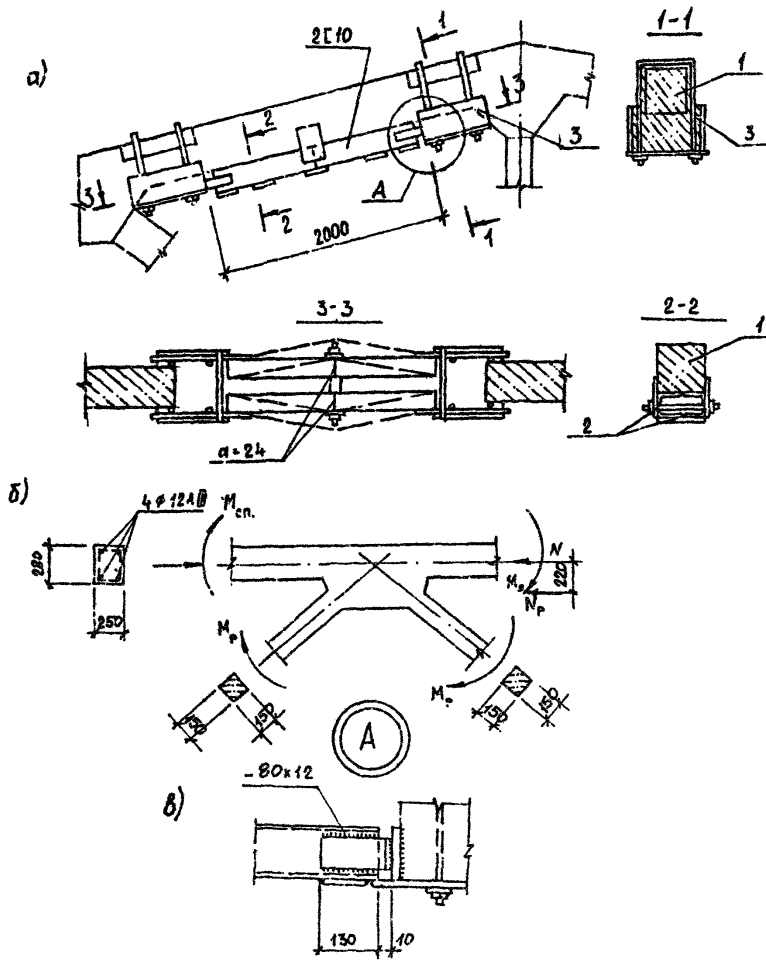


Рис.6. Схема усиления панели верхнего пояса фермы односторонними напряженными распорками.

а – конструкция усиления; б – расчетная схема усиления; в – узел А; N и М – расчетные усилия в элементах фермы; I – усиливаемый элемент; 2 – распорки; 3 – упорные ящики.

Инв.№ подл. | Подпись и дата | Взам.инв.№

Величина расчетных усилий при полной нагрузке в распорке $N_p = \Delta N_p = 291{,}4$ кН, в панели верхнего пояса $N_э = N + \Delta N_э =$ $= 593 + 58{,}6 = 651$ кН.

В середине панели действует эксцентриситет силы (рис.6б)

$$e = \frac{h_п}{2} + \frac{h_р}{2} + e_1 \qquad e_1 = \frac{M_э}{N_э} = \frac{17}{593} = 0{,}03 \text{ м}$$

$$e = \frac{280}{2} + \frac{100}{2} + 30 = 220 \text{ мм}$$

$M_э = N_p e + M_{эу} = 291{,}4 \cdot 0{,}22 + 20{,}9 = 85{,}0$ кН·м

Проверка сечения распорки относительно материальной оси х–х

$$\sigma_p = \frac{N_p}{\varphi_x A_p} = \frac{291{,}4 \cdot 10^3}{0{,}856 \cdot 2180} = 156{,}2 \text{ МПа} < 240 \text{ МПа}$$

Гибкость $\lambda = \frac{l_o}{r_x} = \frac{200}{3{,}99} = 50$ $\varphi = 0{,}856$.

Проверка устойчивости ветви распорки относительно оси $y_o - y_o$

$$\sigma_{pb} = \frac{N_p}{2\varphi_{y_o}\frac{A_в}{2}} = \frac{291{,}4 \cdot 10^3}{2 \cdot 0{,}742 \cdot 1090} = 180 \text{ МПа} < 240 \text{ МПа}$$

Гибкость ветви $\lambda_{y_o} = \frac{l_o}{i_{y_o}} = \frac{100}{1{,}37} = 73$ $\varphi = 0{,}742$

Устойчивость ветви распорки обеспечена.

Расчет деталей и сварных швов распорок.

Требуемая длина сварных швов для передачи усилия от распорки на упорные устройства (узел А, рис. 6) определяется по СНиП II-23-81^x/3/. $\sum l_w = \frac{N_p}{\beta_f R_{wf} K_f \gamma_{wf} \gamma_c}$

где: $\beta_f = 0{,}7$ – коэффициент, принимаемый по табл. 34 СНиП II-23-81^x/3/, $\gamma_{wf} = 1$;

$\gamma_c = 0{,}8$; $K_f = 6$ мм – катет углового шва;

$$R_{wf} = 0{,}55 \frac{R_{wun}}{\gamma_{wm}} = \frac{0{,}55 \cdot 410}{1{,}25} = 180 \text{ МПа}$$

$$\sum l_w = \frac{291{,}4 \cdot 10^3}{0{,}7 \cdot 180 \cdot 6 \cdot 1 \cdot 0{,}8} = 48{,}2 \text{ см}$$

Длина шва одной накладки

$$\ell_w = \frac{\Sigma \ell_w}{2} = \frac{48,2}{2} = 24,1 \text{ см}$$

Сечение накладки определяем из условия

$$A_н = \frac{N_р}{R_р} = \frac{291,4 \cdot 10^3}{327} = 890 \text{ мм2} = 8,9 \text{ см2}$$

где: $R_р$ = расчетное сопротивление проката смятию торцевой поверхности (при наличии пригонки) табл. 52[х] СНиП П-23-81[х]/3/, $R_р$ =327 МПа для листа δ=4÷20 мм из стали марки Вст 3 ПС 6-1.

Ширина накладки определяется высотой распорки

$$b_н = h_р - 20 = 100 - 220 = 80 \text{ мм}$$

Тогда толщина накладки ($\delta_н$) будет равна

$$\delta_н = \frac{A_н}{b_н} = \frac{890}{80} = 11 \text{ мм}$$

Принимаем толщину накладки 12 мм.

Проверка прочности сечений элементов верхнего пояса.

Величины моментов, воспринимаемые элементами фермы, сходящимися в узле верхнего пояса, пропорциональны их погонным жёсткостям.

Сумма погонных жесткостей элементов, сходящихся в узле,

$$\Sigma \frac{E J_i}{\ell_i} = E\left(\frac{J_п}{\ell_п} + 0,5\frac{J_п}{\ell_п} + \frac{J_{р1}}{\ell_{р1}} + \frac{J_{р2}}{\ell_{р2}}\right) =$$

$$= E\left(\frac{250 \cdot 280^3}{12 \cdot 3000} + 0,5 \cdot \frac{250 \cdot 280^3}{12 \cdot 3000} + \frac{150^4}{12 \cdot 4000} + \frac{150^4}{12 \cdot 4000}\right) = 253E$$

Здесь: $\ell_п, \ell_{р1}, \ell_{р2}$ – длины панелей верхнего пояса и раскосов;

$J_п, J_{р1}, J_{р2}$ – моменты инерции сечений панелей верхнего пояса и раскосов.

При подобной конструкции усиления в смежных панелях верхнего пояса появляются дополнительные изгибающие моменты. Поэтому, кроме проверки усиливаемой панели, необходимо проверить и смежные панели верхнего пояса.

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

Дополнительный изгибающий момент в смежной панели

$$\Delta M_{cn} = \frac{N_p e \frac{EJ_n}{\ell_n}}{\sum_1^i \frac{EJ_i}{\ell_i}} = \frac{291{,}4 \cdot 10^3 \cdot 220 \cdot \frac{250 \cdot 280^3 \cdot E}{12 \cdot 3000}}{253E} =$$

$$= 38{,}6 \cdot 10^6 \text{ н·мм} = 38{,}6 \text{ кН·м}.$$

Полный изгибающий момент

$M_{сп} = 38{,}6 + 20{,}9 = 59{,}5$ кН·м

При полной расчетной нагрузке в панели (элементе) после усиления действуют $N_э = 651{,}6$ кН и $M_э = 85{,}0$ кН·м, а в смежных с ней панелях действуют $N_{сп} = 943$ кН и $M_{сп} = 59{,}5$ кН·м.

После расчета конструкций усиления необходима проверка этих панелей на новые сочетания усилий.

Панели рассчитываются как внецентренно сжатые элементы в соответствии со СНиП 2.03.01-84/2/.

Пример 6.

Условия и исходные данные те же, что и в примере 5, но усиливаемая панель верхнего пояса не имеет трещин. В этом случае усилие, воспринимаемое усиливаемой панелью, определяется по формуле

$$\Delta N_э = \frac{\Delta N A_{red} E_b}{A_{red} E_b + A_p E_p} = \frac{350 \cdot 727{,}15 \cdot 3{,}33 \cdot 10^4 \cdot 10^3}{727{,}15 \cdot 3{,}33 \cdot 10^4 + 2180 \cdot 2{,}06 \cdot 10^5} =$$

$$= 295 \cdot 10^3 \text{Н} = 295 \text{ кН}$$

где: A_{red} – приведенная площадь сечения усиливаемого элемента;

A_p, E_p – площадь поперечного сечения и модуль упругости распорки

$$A_{red} = bh + A_s \frac{E_s}{E_b} = 250 \cdot 280 + 452 \cdot \frac{2 \cdot 10^5}{3{,}33 \cdot 10^4} = 727{,}15 \text{ мм2} =$$

$$= 727{,}2 \text{ см2}.$$

Усилие в распорке

$$\Delta N_p = \frac{\Delta N A_p E_p}{E_p A_p + A_{red} E_b} = \frac{350 \cdot 2180 \cdot 2{,}06 \cdot 10^5 \cdot 10^3}{2180 \cdot 2{,}06 \cdot 10^5 + 7275 \cdot 3{,}33 \cdot 10^4} =$$

$$= 54{,}8 \cdot 10^3 \text{ Н} = 54{,}8 \text{ кН}.$$

При полной расчетной нагрузке в усиленной панели будут действовать

$$N_э = N + \Delta N_э = 593 + 295 = 888 \text{ кН} \quad \text{и}$$

$$M_э = N_p e + M_{эу} = 54{,}8 \cdot 0{,}22 + 20{,}9 = 33{,}0 \text{ кН·м}$$

а в распорке

$$N_p = 54{,}8 \text{ кН}.$$

Усилия в смежных панелях определяются, как в примере 5, с той лишь разницей, что жесткость усиливаемой панели вычисляется без коэффициента 0,5.

Расчет и проверка сечений распорки производится так же, как и в примере 5.

Пример 7.

Требуется восстановить несущую способность сжатого раскоса с ослабленным сечением. Конструкция усиления - металлическая обойма с предварительно-напряженными хомутами (тип "г").

Сечение раскоса 15 х 20 см,

расчетная длина ℓ =4,04 м,

длина ослабленного участка ℓ_o = 1 м.

Несущая способность раскоса без ослабления 265 кН.

Условно принимаем несущую способность ослабленного сечения 145 кН.

Усилие, воспринимаемое металлической обоймой,

$$N_{об} = 265 - 145 = 120 \text{ кН}.$$

Передача усилий на обойму производится за пределами ослабленного участка за счёт сил трения обоймы о бетон (рис. 7а).

Обжатие обоймы осуществляется напряжёнными хомутами, расположенными за пределами ослабленного участка, на котором хому-

ты ставим конструктивно.

Натяжение хомутов осуществляется термическим способом.

Материал конструкции усиления - ВСт 3 пс6-I с R_y =240 МПа (табл. 5I* СНиП П-23-8I*/3/).

Расчёт обоймы производится как центрально-сжатого металлического элемента, по формуле $N_{об} \leq R_y \gamma_c \varphi A_{об}$

γ_c = 0,8 - коэффициент условий работы;

$A_{об}$ - площадь поперечного сечения металлической обоймы;

φ = 0,7 при λ =80 - коэффициент продольного изгиба.

Определяем площадь поперечного сечения обоймы

$$A_{об} = \frac{I20 \cdot I0^3}{240 \cdot 0,8 \cdot 0,7} = 892 \text{ мм2} = 8,92 \text{ см2}$$

Принимаем минимально допустимые уголки ∟50 х 5, тогда

$$A_{об} = 4 \times 4,8 = I9,2 \text{ см2}$$

Для передачи усилия, действующего в раскосе на обойму за счет сил трения, необходимо поставить с каждой стороны ослабленного участка "n" напряженных стяжней (хомутов), прижимающих обойму к поверхности бетона с нужной силой.

В рассматриваемом примере по конструктивным соображениям принято II хомутов, обжимающих обойму, при этом число расчётных хомутов равно 8 шт.: по четыре хомута с каждого конца обоймы.

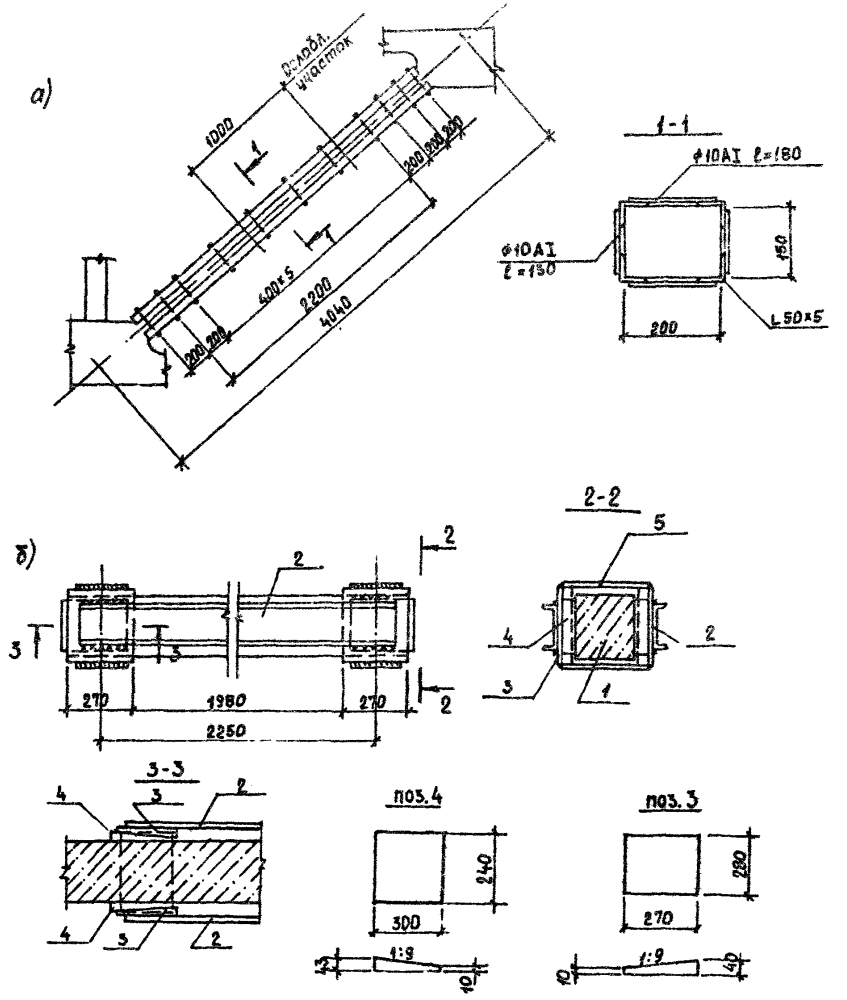


Рис. 7. Усиление сжатых элементов ферм.

а – металлической обоймой с напряженными хомутами; б – распорками на клиновых захватах; I – усиливаемый элемент; 2 – распорки; 3 – наружные клинья; 4 – внутренние клинья; 5 – накладка.

Эти четыре хомута в нашем случае и должны обеспечить передачу усилия с панели на обойму. Каждый хомут состоит из четырех напряженных стержней. Прижимая обойму из четырёх уголков, принятую в нашем случае, в 8-ми точках, один хомут обеспечивает силу трения обоймы о панель верхнего пояса, равную

$$N_{тр} = 8\, N_{ш}\, \gamma_{тр}$$

где: $N_{ш}$ – усилие обжатия одним стержнем хомута;

$\gamma_{тр}$ – коэффициент трения стали о бетон, равный 0,45.

В общем случае при "n" напрягаемых стержнях, прижимающих обойму к элементу, сила, передаваемая на обойму за счёт сил трения, может быть определена из выражения

$$N_{об} = N_{тр} = 2n\, N_{ш}\, \gamma_{тр}$$

Отсюда усилие в каждом стержне $N_{ш}$ может быть определено, как

$$N_{ш} = \frac{N_{об}}{2n\gamma_{тр}} = \frac{120}{2 \cdot 16 \cdot 0{,}45} = 8{,}3 \text{ кН}$$

При стержнях из стали класса AI с R_s =225 МПа, площадь поперечного сечения одного стержня будет равна

$$A_{ш1} = \frac{N_{ш}}{R_s} = \frac{8{,}3 \cdot 10^3}{225} = 37{,}0 \text{ мм2}$$

Принимаем стержни Ø 10 мм с $A_{ш1}$ =78,5 мм2.

Усилие обжатия $N_{ш}$ создаётся при укорочении стержней, предварительно нагретых на Δt° и затем приваренных к ветвям обоймы.

Расчётная величина изменения длины стержня при остывании равна $\Delta \ell_t = \Delta \ell_{1t} + \Delta \ell_{2t} = \alpha_t \Delta t^{\circ} \ell_{ш} + 2 \cdot 0{,}25 =$

$$= \frac{N_{ш} \ell_{ш}}{E_s A_{ш}} + 0{,}5 = \frac{8{,}3 \cdot 10^3 \cdot 110}{2{,}06 \cdot 10^5 \cdot 78{,}5} + 0{,}5 = 0{,}6 \text{ мм};$$

где: $\Delta \ell_t$ – общее изменение длины стержня при его остывании;

$\Delta \ell_{1t}$ – изменение длины стержня, необходимое для создания напряжения в стержне, равного 225 МПа;

Δl_{2t} – изменение длины стержня, необходимое для компенсации потерь;

α_t – коэффициент линейного расширения стали равный $12 \cdot 10^{-6}$;

0,25мм – величина обмятия бетона под анкерами при их обжатии.

Требуемый перепад температур

$$\Delta t^\circ = \frac{\Delta l_t}{\alpha_t l_w} = \frac{0,6}{12 \cdot 10^{-6} \cdot 110} = 454^\circ C$$

При определении температуры нагрева стержня необходимо учитывать температуру окружающей среды, т.е. начальную температуру t° нар. Например, при выполнении работ при температуре $18^\circ C$ расчётная температура нагрева:

$$t^\circ = \Delta t^\circ + t^\circ_{нар.} = 454^\circ + 18^\circ = 472^\circ C$$

В соответствии с п.7.11 Рекомендаций /1/ температура нагрева металлических элементов для их напряжения не должна превышать $350–400^\circ C$.

Следовательно, в нашем случае постановку обоймы и приварку соединительных стержней следует делать после обжатия ветвей обоймы специальными струбцинами, которые необходимо поставить через 40 см по длине элемента.

Температуру нагрева принимаем $350^\circ C$.

Расчёт сварных швов крепления соединительных стержней к ветвям обоймы производится по формуле

$$K_f = \frac{N_w}{2\beta_f l_w R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c} = \frac{8,3 \cdot 10^3}{2 \cdot 0,7 \cdot 40 \cdot 180 \cdot 1 \cdot 0,8} = 0,9 \text{ мм}$$

где: K_f – катет углового шва;

$\beta_f = 0,7$ – коэффициент, принимаемый по табл. 34 СНиП II-23-81*/3/;

l_w – расчетная длина шва, принимаемая на 10 мм меньше полной длины шва, т.е. 50–10=40 мм;

$\gamma_c = 0,8$; $\gamma_{wf} = 1$.

R_{wf} - расчётное сопротивление угловых швов срезу (условному) по металлу шва, равное 180 МПа (табл. 56 СНиП П-23-81*/3/).

Принимаем K_f =6 мм.

Перед нагревом хомутов металлическая обойма во всех случаях должна быть плотно прижата к поверхности железобетонного раскоса специальными обжимными приспособлениями, обеспечивающими плотное примыкание обоймы к железобетонному элементу.

Имеющиеся неровности или раковины на участке передачи усилия с раскоса на обойму должны быть защищены.

Пример 8.

Требуется усилить участок сжатого элемента верхнего пояса фермы металлическими распорками на клиновых захватах (тип "К").

Несущая способность участка элемента без усиления $N_э$= 910 кН, после усиления элемент должен воспринимать усилие $N_{эу}$ = 1320 кН.

Сечение элемента 25 х 25 см.

Конструкция усиления приведена на рис. 7б.

Материал онструкции сталь Вст 3 пс 6-1, R_y= 230 МПа - для накладок, R_y = 240 МПа - для распорок, E = 2,06.10^5 МПа.

Величина усиления, воспринимаемая распорками

$$N_р = N_{эу} - N_э = 1320 - 910 = 410 \text{ кН}.$$

Усилие на распорки будет передаваться от элемента через клиновые захваты (п.7,10 Рекомендаций /1/) за счёт сил трения последних о бетонную поверхность элемента

$$N_р = T - 2\gamma_{тр} N_{обж}$$

где: $\gamma_{тр}$ - коэффициент трения о бетон, равный 0,45;

$N_{обж}$ - сила обжатия внутренних клиньев наружными.

Сила обжатия

$$N_{обж} = \frac{N_р}{2\gamma_{тр}} = \frac{410}{2 \cdot 0,45} = 455,6 \text{ кН}$$

Сила обжатия $N_{обж}$ создаётся усилием в накладках при измерении длины накладок после их остывания.

Площадь поперечного сечения двух соединительных накладок.

$$\sum A_н = \frac{N_н}{R_y} = \frac{455{,}6\ 10^3}{230} = 1980 \text{ мм2} = 19{,}8 \text{ см2}$$

Принимаем сечение каждой накладки 120 х 10 мм с $A_н$=1200 мм2.

Необходимая величина укорочения соединительных накладок

$$\Delta l_t = \Delta l_{1t} + \Delta l_{2t} = \lambda_t \Delta t^\circ l_н$$

Укорочение (Δl_{1t}), необходимое для создания требуемого обжатия, определяем по формуле

$$\Delta l_{1t} = \frac{N_{обж}\, l_н}{E_н\, 2A_н} = \frac{455{,}6 \cdot 10^3 \cdot 310}{2{,}06 \cdot 10^5 \cdot 2 \cdot 1200} = 0{,}28 \text{ мм}$$

Укорочение (Δl_{2t}), необходимое для компенсации потерь обмятия под клиньями,

$$\Delta l_{2t} = 2 \cdot 0{,}5 = 1 \text{ мм}$$

Общее укорочение соединительных пластин

$$\Delta l_t = 0{,}28 + 1 = 1{,}28 \text{ мм}.$$

Требуемый перепад температур для обеспечения необходимого изменения длины накладок

$$\Delta t^\circ = \frac{\Delta l_t}{\lambda_t l_н} = \frac{1{,}28}{12 \cdot 10^{-6} \cdot 310} = 344^\circ C$$

При определении температуры нагрева накладок следует учитывать температуру окружающей среды (см. пример 7).

Катет угловых сварных швов, прикрепляющих накладки к наружным клиньям

$$K_f = \frac{N_{обж}}{2\beta_f\, l_w R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c} = \frac{455{,}6 \cdot 10^3}{2 \cdot 0{,}7 \cdot 90 \cdot 180 \cdot 1 \cdot 0{,}8} = 24 \text{ мм}$$

где: β_f = 0,7 (табл. 34 СНиП II-23-81*);

ℓ_w = 10 - 1 = 9 см, γ_c = 0,8 (табл. 6 СНиП II-23-81*/3/).

Поскольку величина K_f получилась больше толщины накладки, соответственно увеличиваем ширину накладки, приняв её равной 25 см.

Величину температурного перепада для изменённого сечения накладки Δt° необходимо пересчитать по вышеприведенной методике.

При ширине накладки 25 см расчётная длина шва будет равна

$$\ell_w = 25 - 1 = 24 \text{ см}.$$

Катет шва

$$K_f = \frac{455,6 \cdot 10^3}{2 \cdot 0,7 \cdot 240 \cdot 180 \cdot 1 \cdot 0,8} = 9 \text{ мм}$$

Размеры наружных и внутренних клиньев назначаем, исходя из конструктивных требований и условий размещения сварных швов.

Наружные клинья принимаем размерами в плане 28 х 27 см, толщиной 1 см и 4 см, т.е. с уклоном 1:9, внутренние клинья размерами в плане 24 х 30 см толщиной 1 см и 4,3 см, т.е. с тем же уклоном 1:9.

Расчёт распорок производится, как центрально сжатых элементов.

Усилие в одной ветви распорки

$$N_p^в = \frac{410}{2} = 205 \text{ кН}$$

Площадь сечения одной ветви распорки

$$A_{pв} = \frac{205 \cdot 10^3}{0,556 \cdot 0,8 \cdot 240} = 19,20 \text{ мм2} = 19 \text{ см2}$$

Задаёмся гибкостью ветви распорки λ =100 φ =0,556 γ_c=0,8 по табл. 6 СНиП II-23-81*/3/.

Принимаем распорку из двух [20 с

Ар = 2·23,4 = 46,8 см2, i_y = 3,2 см.

Проверка принятого сечения распорок

$$\sigma_{pв} = \frac{N_{pв}}{\varphi_y A_{pв} \gamma_c} = \frac{205 \cdot 10^3}{0{,}545 \cdot 2340 \cdot 0{,}8} = 200{,}9 \text{ МПа} < 240 \text{ МПа}$$

Гибкость ветви

$$\lambda = \frac{l_0}{i_y} = \frac{225}{2{,}2} = 102 \qquad \varphi_y = 0{,}545$$

l_0 - расчётная длина распорки, принимаемая равной расстоянию между центрами клиновых обойм, равная 225 см.

Принятое сечение ветвей распорки удовлетворяет требованиям прочности и устойчивости.

Высота сварных швов крепления распорок к наружным клиньям

$$K_f = \frac{N_p^в}{2\beta_f l_w R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c} = \frac{205 \cdot 10^3}{2 \cdot 0{,}7 \cdot 520 \cdot 180 \cdot 1 \cdot 0{,}8} = 2{,}0 \text{ мм}$$

$= 2 \cdot (27-1) = 52$ см.

Принимаем K_f =6 мм.

Перед постановкой клиньев поверхность бетона, соприкасающаяся с клиньями, должна быть зачищена и выровнена.

4.2. Усиление растянутых элементов.

Пример 9

Требуется усилить растянутый раскос железобетонной фермы металлическими напряженными затяжками (тип "Λ").

Расчётное усилие, на которое рассчитан раскос $N_э$=180 кН, после усиления он должен воспринимать соответственно нормативные и расчётные усилия $N_{эу,ser}$ = 170 кН, $N_{эу}$ =197 кН.

Усиление раскоса производится при действии на него усилия N =I66 кН.

Сечение раскоса I5 х I5 см, расчетная длина ℓ_o =277 см.

Раскос выполнен из бетона марки М600, условный класс бетона по прочности на сжатие 600 х 0,8 = 480, принимаем В48. По линейной интерполяции

$R_{bt,ser}$ = 2,26 МПа, $E_b = 3{,}84 \cdot 10^4$ МПа.

Продольная арматура 4Ø14АШ, A_s = 6,I6 см2,

$R_s = \frac{R_{sn}}{\gamma_s} = \frac{390}{1{,}15} \approx$ 340 МПа, поперечная арматура 5ВрI, по изменению № I СНиП 2.03.0I-84

$R_{sw} = R_s \gamma_{s1} \gamma_{s2} = \frac{R_{sn}}{\gamma_s} \gamma_{s1} \gamma_{s2} = \frac{395}{1{,}15} \cdot 0{,}8 \cdot 0{,}9 = 247 \approx 250$ МПа,

шаг S = 20 см.

Конструкция усиления приведена на рис. 8.

Материал конструкции усиления - арматура класса АШ, R_s =365 МПа, $E_s = 2 \cdot 10^5$ МПа.

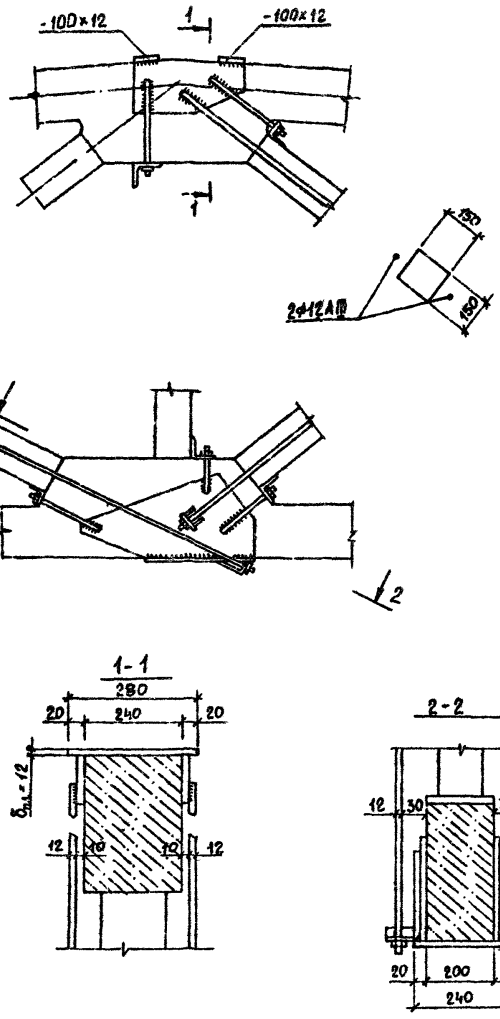


Рис. 8. Усиление растянутого раскоса.

Усилие, воспринимаемое затяжками

$$N_з = N_{эу} - N_э = 197 - 180 = 17 \text{ кН}$$

$$\Delta N = N_{эу} - N = 197 - 166 = 31 \text{ кН}$$

Площадь сечения затяжек

$$A_з = \frac{N_з}{R_з} = \frac{170 \cdot 10^3}{365} = 46 \text{ мм2} = 0,5 \text{ см2}$$

В соответствии с указаниями п. 5.3 Рекомендаций /I/ принимаем затяжки Ø 12 мм

$$A_з = 2 \cdot 1,13 = 2,26 \text{ см2}.$$

Оптимальную величину предварительного напряжения в затяжках при усилении раскоса определяем по формуле

$$\sigma_{оз}^{опт} = R_з - \Delta\sigma_з + \sigma_{\ell з}$$

Величина самонапряжения затяжек после образования трещин

$$\Delta\sigma_з = \frac{\Delta N}{A_з\left(1 + \frac{E_з A_з \ell_з}{E_з A_з \ell_о \psi_з}\right)} = \frac{31 \cdot 10^3}{226\left(1 + \frac{2 \cdot 10^5 \cdot 616 \cdot 3280}{2 \cdot 10^5 \cdot 226 \cdot 2770 \cdot 0,9}\right)} = 30 \text{ МПа}.$$

Здесь:

$$\psi_з = 1 - 0,35 \cdot \frac{N_{b,cr}}{N_{эу} - N_з} = 1 - 0,35 \cdot \frac{51}{197 - 17} = 0,9$$

$$N_{b,cr} = R_{bt,ser} A_{bt} = 2,26 \cdot 22500 = 50,9 \cdot 10^3 \text{Н} = 51 \text{ кН}$$

Потери напряжений затяжек из-за деформации опор

$$\sigma_{\ell з} = (\lambda_1 + \lambda_2)\frac{E_з}{\ell_з}$$

Здесь: λ_1, λ_2 – деформации анкерных устройств, состоящие из начальных Δ и упругих Δy деформаций.

Принимаем $\Delta_н = 0,5$ мм для верхнего и нижнего анкерных устройств из расчёта установки их "насухо" (п. 5.32). $\sigma_{\ell з}$ согласно п. 5.37 определяем методом последовательного приближения.

Полагая в первом приближении $\Delta_y = 0$, определяем

$$\sigma_{bs} = (0{,}5 + 0{,}5)\cdot\frac{2\cdot 10^5}{3280} = 61 \text{ МПа}.$$

Величина изменения усилия в затяжках

$$\Delta N_3 = A_3(\Delta\sigma_3 - \sigma_{bs}) = 226(30-61) = -7\cdot 10^3 \text{н} = -7 \text{ кН}.$$

Самонапряжение затяжек будет меньше, чем потери напряжения, происходящие за счёт обмятия (упругие деформации анкерных устройств не учитывались), т.е. величина усилия в затяжках уменьшается. Следовательно, напряжение в затяжках будет в предельной стадии меньше расчётного ($\sigma_3 < R_3$) и поэтому необходимо пересчитать площадь сечения затяжек A_3.

Принимаем максимальную величину предварительного напряжения затяжек

$$\sigma_{03}^{max} = 0{,}9\cdot R_3 = 0{,}9\cdot 365 = 328{,}5 \text{ МПа}$$

Напряжение в затяжках в предельной стадии, т.е. при расчётных нагрузках будет равно

$$\sigma_3 = 328{,}5 + 30 - 61 = 297{,}5 \text{ МПа}.$$

Площадь сечения затяжек

$$A_3 = \frac{N_3}{\sigma_3} = \frac{17\cdot 10^3}{297{,}5} = 57{,}1 \text{ мм2} = 0{,}57 \text{ см2}.$$

Принятые затяжки $\varnothing$ 12 мм из стали класса АШ удовлетворяют требованиям прочности.

Величина усилия в затяжке при расчётной нагрузке

$$N_3 = 226\cdot 297{,}5 = 67{,}24\cdot 10^3 \text{н} = 67{,}2 \text{ кН}.$$

Величина усилия в затяжках при усилении

$$N_{03} = 226\cdot 328{,}5 = 74{,}24\cdot 10^3 \text{н} = 74{,}2 \text{ кН}.$$

Проверка усиленного раскоса по раскрытию трещин.

Ширину раскрытия трещин в усиленных элементах необходимо оценивать по формуле 5.16 Рекомендаций /1/.

$$[a_т] K_ϕ \geq a_т^{max}$$

где: $a_т^{max}$ – максимальная ширина раскрытия трещин на поверхности бетона;

$[a_т]$ – допускаемая ширина раскрытия трещин, для данного случая – 0,3 мм;

$K_ϕ$ – коэффициент депланации.

Данная методика рекомендуется для определения ширины раскрытия трещин при повышенных толщинах защитных слоёв.

В данном примере принят фактический защитный слой а=30 мм, а минимально допустимый – $\bar{a}$ = 20 мм.

Величина "а" должна удовлетворять условию

$$\bar{a} \leq a \leq R_{bл} - \frac{d}{2},$$

где: $R_{bл} = d\left(1{,}67 + \frac{\sigma_s}{120}\right) = 1{,}2\ \left(1{,}67 + \frac{167}{120}\right) = 3{,}7$ см

$$\sigma_s = \frac{N_{3v,ser} - N_{3,ser}}{A_s} = \frac{(170-67)\cdot 10^3}{6} = 167 \text{ МПа}$$

$N_{3,ser}$ – усилие в затяжке при нормативной нагрузке, так как оно незначительно отличается от N_3, принимаем $N_{3,ser} = N_3$

Проверяем условие

$$20 < 30 < 37 = \frac{12}{2}.$$

Условие соблюдается, следовательно, ширину раскрытия трещин необходимо определять с учётом $K_Д$.

Максимально допускаемая ширина раскрытия трещин

$$a_т^{max} = K_ϕ [a_т] = 1{,}4 \cdot 0{,}3 = 0{,}42 \text{ мм}$$

где: $K_д = \frac{lg\left(\frac{2a}{d}+1\right)}{lg\left(\frac{2\bar{a}}{d}+1\right)} = \frac{lg\left(\frac{2\cdot30}{12}+1\right)}{lg\left(\frac{2\cdot20}{12}+1\right)} = 1,4$

Определяем максимальную ширину раскрытия трещин при нормальной величине защитного слоя

$$a_{cr,max} = \delta \varphi_e \eta \frac{\sigma_s}{E_s} 20(3,5 - 100\mu)\sqrt[3]{d} =$$

$$= 1,2 \cdot 1,2 \cdot 1 \cdot \frac{167 \cdot 20}{2 \cdot 10^5} \cdot (3,5 - 100 \cdot 0,027) \sqrt[3]{12} = 0,04 \text{ мм}$$

где:

$$\mu = \frac{616}{150 \cdot 150} = 0,027$$

$\delta = 1,2$ – для растянутых элементов;

$\varphi_e = 1,6 - 15\mu = 1,6 - 15 \cdot 0,027 = 1,2$

$\eta = 1$ – для стержней периодического профиля.

$$\Delta\sigma_s = \frac{N_{эу} - N_{cr,u}}{A_s} = \frac{(171 - 108) \cdot 10^3}{616} = 102,3 \text{ МПа}$$

Здесь: $N_{cr,u} = R_{bt,ser}(A_b + 2\alpha A_s) + N_{o3} - \sigma_{sh} A_s =$

$= 2,26(22500 + 2 \cdot 5,2 \cdot 616) + 67200 - 40 \cdot 616 =$

$= 107,9 \cdot 10^3 \text{н} = 108 \text{ кН}$

$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2 \cdot 10^5}{3,84 \cdot 10^4} = 5,2$ $\quad A_b = 22500$ мм2;

$\sigma_{sh} = 40$ МПа – потери от усадки бетона.

Поскольку $N_{o3} > N_3$, в формулу ставим $N_3 = 67,2$ кН

$a_{cr,max} = 1,4 \cdot 0,06 = 0,084 < 0,3$ мм.

Пример I0.

Требуется усилить растянутый раскос железобетонной фермы металлическими напряженными затяжками (тип "л").

Усилие, воспринимаемое раскосом без усиления $N_э$ =I60 кН, после усиления он должен воспринимать соответственно нормативные и расчётные усилия, равные $N_{эу,ser}$ = 242 кН и $N_{эу}$ =278 кН. Усиление раскоса производилось при действии на него усилия N =I05 кН.

Характеристики раскоса и конструкции усиления те же, что и в примере 9.

Усилие, воспринимаемое затяжками,

$N_з$ = 278 - I80 = 98 кН.

Площадь сечения затяжек

$$A_з = \frac{98 \cdot 10^3}{365} = 268 \text{ мм2} = 2{,}7 \text{ см2}.$$

Принимаем затяжки Ø I4 мм,

A_s = I,539·2 = 3,I см2

Определение оптимальной величины предварительного напряжения

$$\sigma_{os}^{опт} = R_з - \Delta\sigma_з + \sigma_{\ell з}$$

Величина самонапряжения затяжек

$$\Delta\sigma_з = \frac{N_{эу} - N}{A_з\left(1+\frac{E_s A_s \ell_з}{E_з A_з \ell_o \psi_s}\right)} = \frac{(278-105)\cdot 10^3}{3I0\left(1+\frac{2\cdot10^5\cdot616\cdot3280}{2\cdot10^5\cdot3I0\cdot2770\cdot0{,}90}\right)} = I54{,}4 \text{ МПа}$$

Здесь: $\psi_s = 1-0{,}35\frac{N_{b,cr}}{N_{эу}-N_з} = 1-0{,}35\frac{5I}{278-98} = 0{,}90$

где: $N_{b,cr}$ = 5I кН

Потери напряжений

$$\sigma_{\ell з} = (\lambda_1+\lambda_2)\frac{E_s}{\ell_з} = (\Delta_{н1}+\Delta_{у1}+\Delta_{н2}+\Delta_{у2})\frac{E_s}{\ell_з}$$

$\Delta_{u1} = \Delta_{u2} = 0{,}25$ мм с учётом обжатия анкерных устройств болтами (п. 5.37 Рекомендаций /I/).

Полагая в первом приближении упругие деформации анкеров Δ_{y1} и Δ_{y2} равными 0, имеем

$$\sigma_{\ell_3} = \frac{2 \cdot 10^5}{3280} \cdot 0{,}5 = 30{,}5 \text{ МПа}.$$

Величина изменения усилия в затяжках

$$\Delta N_3 = \Delta\sigma_3 A_3 - \sigma_{\ell 3} A_3 =$$

$$= 154{,}4 \cdot 310 - 30{,}5 \cdot 310 = 38{,}4 \cdot 10^3 \text{н} = 38{,}4 \text{ кН}$$

С учётом полученных в первом приближении значений определяем упругие деформации анкеров (рис. 8).

Упругие деформации верхнего анкера

$$\Delta_y = \frac{\Delta N_3 a_1}{2EJ}\left(\frac{a_1}{3} + \frac{\ell_1}{2}\right) = \frac{38{,}4 \cdot 10^3 \cdot 17}{2 \cdot 2 \cdot 10^5 \cdot \frac{100 \cdot 12^3}{12}}\left(\frac{17}{3} + \frac{216}{2}\right) = 0{,}01 \text{ мм}$$

Здесь: $a_1 = \frac{\delta_{ст}}{2} + c + \delta_{пл} = \frac{10}{2} + 0 + 12 = 17$ мм

$\ell_1 = b - 2\delta_{пл} = 240 - 2 \cdot 12 = 216$ мм

Упругие деформации нижнего анкера

$$\Delta_y = \frac{38{,}4 \cdot 10^3 \cdot 36}{2 \cdot 2 \cdot 10^5 \cdot \frac{300 \cdot 12^3}{12}}\left(\frac{36}{3} + \frac{216}{2}\right) = 0{,}01 \text{ мм}$$

Здесь: $a_1 = 30 + \frac{d_3}{2} = 30 + \frac{12}{2} = 36$ мм

$\ell_1 = 216$ мм.

Общие потери напряжений в затяжках с учётом упругих деформаций верхних и нижних анкеров

$$\sigma_{\ell_3} = (0{,}25 + 0{,}25 + 0{,}01 + 0{,}01) \cdot \frac{2 \cdot 10^5}{3280} = 31{,}7 \text{ МПа}$$

Инв. N подл. | Подпись и дата | Взам. инв. N

Дальнейшего уточнения не требуется.

Оптимальная величина предварительного напряжения затяжек

$\sigma_{os}^{опт} = 365 - 156 + 31{,}7 = 240{,}7$ МПа

Далее необходимо провести проверку по раскрытию трещин и уточнить сечение затяжек (см. пример 9).

Пример II.

Требуется усилить предварительно напряженный нижний пояс железобетонной фермы металлическими затяжками (тип "л").

Пролёт фермы 24 м.

Нижний пояс запроектирован под расчётную и нормативную нагрузки, соответственно равные $N_э = 998$ кН, $N_{э,ser} = 868$ кН; после усиления он должен воспринимать соответственно

$N_{эу} = 1200$ кН и $N_{эу,ser} = 1000$ кН.

Усиление нижнего пояса проводилось при усилии в нём $N = 828$ кН.

Нижний пояс имеет размеры 25х30 см, расчётная длина усиливаемого элемента $l_o = 2164$ см.

Элемент выполнен из бетона марки М450, условный класс бетона по прочности на сжатие 450х0,8=360, принимаем В36. По линейной интерполяции $R_{bt,ser} = 1{,}98$ МПа, $E_b = 3{,}48 \cdot 10^4$ МПа.

Продольная предварительно напряженная арматура 6Ø22АШв, $A_p = 22{,}81$ см2,

$$R_{s,ser} = \frac{R_{sn}}{\gamma_s} = \frac{540}{1} = 540 \text{ МПа}, \qquad R_s = 490 \text{ МПа}$$

$E_{sp} = 1{,}8 \cdot 10^5$ МПа. Ненапрягаемая арматура 6Ø5Вр-I, $A_s = 1{,}19$ см2,

$$R_s = \frac{R_{sn}}{\gamma_s} = \frac{395}{1{,}15} = 343 \approx 340 \text{ МПа}, \quad E_s = 1{,}7 \cdot 10^5 \text{ МПа}.$$

Конструкция усиления приведена на рис. 9.

Материал затяжек - арматурная сталь класса АШ, $R_a = 365$ МПа, $E_a = 2 \cdot 10^5$ МПа, $l_a = 2350$ см.

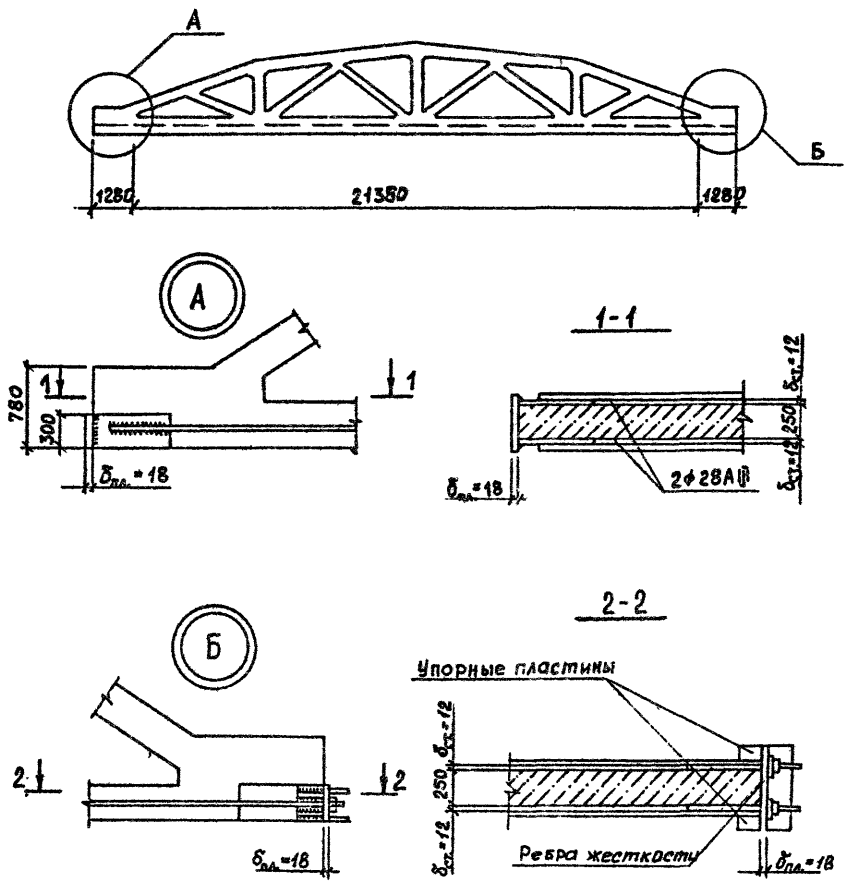


Рис. 9. Усиление растянутого нижнего пояса.

Инв. N подл. | Подпись и дата | Взам. инв. N

Усилие в затяжке

$N_з = N_{эу} - N = 1200 - 998 = 202$ кН

Площадь сечения затяжек из условия прочности

$$A_з = \frac{202 \cdot 10^3}{365} = 553 \text{ мм2} = 5{,}5 \text{ см2}.$$

Принимаем 2 Ø 28АШ, $A_з = 12{,}32$ см2.

Определяем оптимальную величину напряжения затяжек по формуле

$$\sigma_{o3}^{опт} = R_з - \Delta\sigma_з + \sigma_{\ell з}$$

Самонапряжение затяжек при увеличении усилий в поясе до расчётных

$$\Delta\sigma_з = \frac{\Delta N}{A_з\left(1 + \frac{E_p A_p \ell_з}{E_з A_з \ell_o \psi_s}\right)} = \frac{(1200 - 828)\cdot 10^3}{1232\left(1 + \frac{1{,}8\cdot 10^5 \cdot 2281 \cdot 23500}{2\cdot 10^5 \cdot 1232 \cdot 21640 \cdot 0{,}88}\right)} = 99{,}0 \text{ МПа}$$

где: $\Delta N = N_{эу} - N = 1200 - 828 = 372$ кН;

$$\psi_s = 1 - 0{,}35\,\frac{N_{b,cr}}{N_{эу} - P_{o2} - N_з} = 1 - 0{,}35\,\frac{144{,}0}{(1200 - 588{,}5 - 202)} = 0{,}88$$

Здесь: P_{o2} – усилие в напрягаемой арматуре с учётом всех потерь

$$P_{o2} = \sigma_{p2} A_p = (R_{s,ser} - 0{,}05\sigma_p - \sigma_\ell) A_p =$$

$$= (0{,}95\cdot 540 - 255)\cdot 2281 = 588{,}5\cdot 10^3 \text{Н} = 588{,}5 \text{ кН}$$

Потери напряжений σ_ℓ приняты равными 255 МПа.

$$N_{b,cr} = R_{bt,ser} A_{bt}$$

$$= 1{,}98\cdot(75000 - 2281) = 144{,}0\cdot 10^3 \text{Н} = 144{,}0 \text{ кН}$$

$N_з$ принимаем в первом приближении равным 202 кН, хотя фактически оно может несколько отличаться от этого значения.

Самонапряжение затяжек при увеличении значений усилий в поясе до нормативных

$$\Delta\sigma_{s,ser} = \frac{\Delta N_{ser}}{A_s\left(1+\frac{E_{sp}A_p\ell_s}{E_sA_s\ell_*\psi_s}\right)} =$$

$$= \frac{172\cdot 10^3}{1232\left(1+\frac{1{,}8\cdot 10^5\cdot 2281\cdot 23500}{2{,}0\cdot 10^5\cdot 1232\cdot 21640\cdot 0{,}65}\right)} = 36{,}9 \text{ МПа}$$

Здесь: ψ_s принят равным 0,65,

$\Delta N_{ser} = N_{sy,ser} - N = 1000 - 828 = 172$ кН

Определение потерь напряжения затяжек из-за деформации анкеров крепления затяжек

$$\sigma_{\ell s} = (\lambda_1 + \lambda_2)\frac{E_s}{\ell_s}$$

где: $\lambda_1, \lambda_2 = \Delta_н + \Delta_y$

Принимаем $\Delta_н = 0{,}5$ мм для обоих анкеров (п. 5.32 Рекомендаций /I/).

Потери напряжений определяем методом последовательных приближений. В первом приближении, принимая $\Delta_y = 0$, имеем

$$\sigma_{\ell s} = (0{,}5 + 0{,}5)\frac{2\cdot 10^5}{23500} = 8{,}5 \text{ МПа}.$$

Величина изменения усилий в затяжках

$$\Delta N_s = \Delta\sigma_s A_s - \sigma_{\ell s} A_s = 99\cdot 1232 - 8{,}5\cdot 1232 = 111{,}5\cdot 10^3 \text{ Н} = 111{,}5 \text{ кН}.$$

Упругие деформации правого анкерного устройства (рис. 9) с рёбрами жёсткости

$$\Delta_{y1} = -\frac{\Delta N_s a_1}{2EJ}\left(\frac{a_1}{3}+\frac{\ell_r}{2}\right) =$$

$$= \frac{0{,}5\cdot 111{,}5\cdot 10^3\cdot 24}{2\cdot 2\cdot 10^6\cdot\frac{300\cdot 18^3}{12}}\left(\frac{24}{3}+\frac{214}{2}\right) = 0{,}003 \text{ мм}$$

где: $a_1 = \frac{\delta_{cm}}{2} + C + \delta_{пл} = \frac{12}{2} + 0 + 18 = 24$ мм

$$\ell_1 = b - 2\delta_{мл} = 250 - 2 \cdot 18 = 214 \text{ мм}$$

Упругие деформации левого анкерного устройства без рёбер жёсткости (рис. 9) будут в два раза больше

$$\Delta_{y2} = 0{,}003 \cdot 2 = 0{,}006 \text{ мм}$$

$$\Sigma\Delta_y = \Delta_{y1} + \Delta_{y2} = 0{,}003 + 0{,}006 = 0{,}01 \text{ мм}$$

Величина упругих деформаций, равная 0,01 мм при длине затяжек 2350 см, практически не окажет влияния на снижение напряжений в затяжках и поэтому в данном случае их можно не учитывать, т.е. пренебречь ими по малости.

Оптимальная величина предварительного напряжения затяжек будет равна

$$\sigma_{os}^{опт} = R_s - \Delta\sigma_s + \sigma_{\ell s} = 365 - 99 + 8{,}5 = 274{,}5 \text{ МПа}$$

Усилие в затяжках в момент усиления

$$N_s = (\sigma_{os}^{опт} - \sigma_{\ell s}) \cdot A_s = (274{,}5 - 8{,}5)\ 1232 = 327{,}7 \cdot 10^3 \text{н} =$$

$$= 327{,}0 \text{ кН}.$$

Усилие в затяжках при расчётной нагрузке

$$N_s = 365 \cdot 1232 = 449{,}6 \cdot 10^3 \text{н} = 449{,}6 \text{ кН}$$

Усилие в затяжках при нормативной нагрузке

$$N_{s,ser} = (274{,}5 + 36{,}9) \cdot 1232 = 311{,}4 \cdot 1232 = 383{,}6 \cdot 10^3$$

В соответствии с конструктивными особенностями, элементы нижнего пояса, армированные стержневой арматурой, относятся к 3-й категории по трещиностойкости.

Геометрические характеристики сечения нижнего пояса (рис.9):

площадь приведённого сечения

$$A_{red} = A_b + A_p\alpha_p + A_s\alpha =$$

$$= 25 \cdot 30 + 22{,}81 \cdot 5{,}2 + 4{,}9 \cdot 1{,}19 = 874{,}4 \text{ см}^2$$

$$\alpha_p = \frac{E_{sp}}{E_b} = \frac{1{,}8 \cdot 10^5}{3{,}48 \cdot 10^4} = 5{,}2 \qquad \alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{1{,}7 \cdot 10^5}{3{,}48 \cdot 10^4} = 4{,}9$$

Моменты инерции и сопротивления приведенного сечения

$$J_{red} = \frac{bh^3}{12} + 2\lambda_p \frac{A_p}{2}\left(\frac{h}{2} - a\right)^2 =$$

$$= \frac{25 \cdot 30^3}{12} + 2 \cdot 5{,}2\ \frac{22{,}81}{2}\ (\frac{30}{2} - 5)^2 = 6811 \text{ см}^4$$

$$W_o = \frac{J_{red}}{\frac{h}{2}} = \frac{6811 \cdot 2}{30} = 4540 \text{ см}^3.$$

Упругопластический момент сопротивления приведенного сечения

$$W_{pl} = \gamma W_o = 1{,}75 \cdot 4540 = 7945 \text{ см}^3$$

$$r_s = \frac{W_o}{A_{red}} = \frac{4540}{874{,}4} = 5{,}2 \text{ см}$$

Расчёт приопорной панели нижнего пояса фермы выполняется с учётом изгибающих моментов (п. 5.21 Рекомендаций /1/).

$$M = M_1 + M_2,$$

где: M_1, M_2 – изгибающие моменты, определяемые в соответствии с указаниями п.п. 5.22 и 5.23 Рекомендаций.

$$M_1 = 6B\ \frac{(5f_2 - 6f_1)}{K\ell_1^2} = 6 \cdot 2{,}0 \cdot 10^9 (\frac{5 \cdot 20 - 6 \cdot 12}{7 \cdot 580^2}) = 1{,}4 \cdot 10^3 \text{ кНм}$$

Здесь: $B = 0{,}85\ E_b \cdot J_{red} = 0{,}85 \cdot 3{,}48 \cdot 10^4 \cdot 6811 = 2{,}0 \cdot 10^9$ МПа

$K = r$ (п. 5.22 Рекомендаций /1/).

f_1, f_2 – прогибы первого и второго промежуточных узлов нижнего пояса фермы; в примере приняты равными 1,2 и 2 см;

ℓ_1 – длина панели нижнего пояса фермы равная 580 см.

Момент в первом промежуточном узле от усилия в затяжках

$$M_2 = N_{3,ser} f_1 = 383{,}6 \cdot 0{,}012 = 4{,}6 \text{ кН·м}$$

Общий изгибающий момент в узле

$$M = 1{,}4 + 4{,}6 = 6{,}0 \text{ кН·м}$$

Эксцентриситет продольной силы относительно центра тяжести

приведенного сечения

$$e_0 = \frac{M}{N_{sy,ser}} = \frac{6,0 \cdot 10^3}{1000 \cdot 10^3} = 0,006 \text{ м} = 0,6 \text{ см}.$$

Усилие обжатия

$$P_{o2} = 588,5 \text{ кН}$$

Для определения радиуса ядра сечения проверяем условие

$$e_0 - e_{op} \leq \frac{R_{bt,ser} W_{pl}}{P_{o2}}$$

$e_{op} = 0$, поскольку центр тяжести сечения совпадает с центром тяжести арматуры.

$$\frac{R_{bt,ser} W_{pl}}{P_{o2}} = \frac{1,98 \cdot 7945 \cdot 10^3}{588,5 \cdot 10^3} = 26,7 \text{ мм} = 2,67 \text{ см}$$

0,6 см < 2,67 см

Условие не соблюдается, поэтому

$$r_g = \frac{W_0}{A_{red}} = \frac{4510}{874,4} = 5,2 \text{ см}$$

В данном случае сила обжатия P_0 и ядровая точка расположены по одну сторону от внешней силы N

$$M \leq M_{cr}$$

$$M = N_{sy,ser} (e_0 + r) = 1000 \cdot (0,6 + 5,2) = 58,0 \text{ кН.м}$$

Момент, воспринимаемый сечением, нормальным к продольной оси элемента, первой панели

$$M_{cr1} = R_{bt,ser} W_{pl} + M_p'' + M_3 = R_{bt,ser} \cdot W_{pl} + P_0 (e_{op} + r) + N_{3,ser} (r - f_1) =$$

$$= 1,98 \cdot 7945 \cdot 10^3 + 588,5 \cdot 10^3 \cdot (0+52) + 383,6 \cdot 10^3 (52-12) =$$

$$= 15,7 \cdot 10^6 + 30,6 \cdot 10^6 + 15,3 = 61,6 \cdot 10^6 \text{ н.мм} = 61,6 \text{ кН.м}$$

58,0 < 61,6 кН.м, т.е. трещиностойкость обеспечена.

Находим M_{cr2} для второй панели

$$M_{cr2} = 15,7 \cdot 10^6 + 30,6 \cdot 10^6 + 383,6 \cdot 10^3 \cdot (52-20) = 15,7 \cdot 10^6 +$$

$$+ 30,6 \cdot 10^6 + 12,3 \cdot 10^6 = 58,6 \cdot 10^6 \text{ Н.мм} = 58,6 \text{ кН.м}$$

$$58,0 < 58,6 \text{ кН.м}$$

Трещиностойкость обеспечена.

Пример I2

По данным примера II проверить трещиностойкость усиленного нижнего пояса фермы при $N_{эу,ser}$ = I450 кН и с затяжкой, закреплённой в узлах нижнего пояса на уровне центра тяжести сечения, т.е. $M_2 = 0$.

Эксцентриситет продольной силы

$$e_o = \frac{M_{ser}}{N_{эу,ser}} = \frac{I,4 \cdot I0^3}{I450 \cdot I0^3} = 0,00I \text{ мм} = 0,I \text{ см}$$

Проверку трещиностойкости проводим из условия $M \leq M_{cr}$

$$M_{cr} = R_{bt,ser} W_{pl} + M_r'' + M_з =$$

$$= I,98 \cdot 7945 \cdot I0^3 + 588,5 \cdot I0^3 \cdot 52 + 383,6 \cdot I0^3 \cdot 52 =$$

$$= I5,7 \cdot I0^3 + 30,6 \cdot I0^3 + 20,0 \cdot I0^3 = 66,3 \cdot I0^3 \text{ Н.м} =$$

$$= 66,3 \text{ кН.м}$$

$$M = N_{эу,ser} (e_o + r) = I450(0,I+5,2) = 7685 \text{ кН.см} = 76,8 \text{ кН.м}$$

$$76,8 \text{ кН.м} > 66,3 \text{ кН.м}$$

Трещиностойкость нижнего пояса не обеспечена, хотя из примера видно, что при усилении нижнего пояса закрепление затяжек в узлах повышает трещиностойкость нижнего пояса и улучшает его работу.

Для увеличения трещиностойкости нижнего пояса необходимо сместить затяжки относительно центра тяжести сечения к равнодействующей (к нижней грани пояса), что приведёт к образованию разгружающих моментов $M_3 = N_з \Delta$

где: Δ - смещение затяжки относительно центра тяжести к равнодействующей N (к нижней грани пояса).

Назначаем смещение Δ таким образом, чтобы разгружающий момент был равен M_I

$$\Delta = \frac{M_1}{N_з, ser} = \frac{I,4 \cdot I0^3}{383,6 \cdot I0^3} = 0,003 \text{ м} = 0,3 \text{ см}$$

В этом случае нижний пояс работает как центрально нагруженный, и его трещиностойкость

$$N_{cr} = R_{bt,ser}(A_b + 2\lambda_p A_p + 2\lambda_s A_s) + P_o + N_{g,ser} =$$

$$= 1{,}98(75000+2\cdot5{,}2\cdot2281+2\cdot4{,}9\cdot119)+588{,}5\cdot10^3+383{,}6\cdot10^3=$$

$$= 197{,}8\cdot10^3+588{,}5\cdot10^3+383{,}6\cdot10^3 = 1170\cdot10^3\text{Н} = 1170\ \text{кН}$$

$$1170 < 1450\ \text{кН}.$$

Трещиностойкость нижнего пояса не обеспечена, необходимо увеличить степень усиления путем постановки затяжки Ø 36АШ.

Перерасчёт выполняется аналогично примерам 11, 12.

4.3. Усиление опорных и промежуточных узлов

Пример 13.

Требуется усилить опорный узел напряженными металлическими затяжками (рис. 10).

Величина расчётного усилия в крайней панели нижнего пояса фермы N =1370 кН, опорная реакция R =698 кН.

Расчётная схема, конструкции узла и усиления приведены на рис. 10.

Ферма изготовлена из бетона марки М600, условный класс бетона по прочности на сжатие 600х0,8=480, принимаем В48. По линейной интерполяции R_b=26,5 МПа, с учетом γ_{b2}=0,2 R_b =23,85 МПа, $E_b = 3{,}84\cdot10^4$ МПа, размеры узла b×h =25х88 см.

Продольная напрягаемая арматура нижнего пояса принята из стали класса АШв сечением 4Ø28АШв, A_p=24,63 см2, R_s =490 МПа, l_{3p}=35Ø=35·2,8 = 98 см.

Поперечная арматура Ø 8АШ, шаг 10 см, площадь сечения одного стержня A_{w1} =0,503 см2,

$$R_{sw} = R_s\cdot\gamma_{s1} = \frac{R_{sn}}{\gamma_s}\gamma_{s1}\gamma_{s2} = \frac{390}{1{,}15}\cdot0{,}8 = 271 \approx 270\ \text{МПа}.$$

Ненапрягаемая арматура 4Ø12АШ, A_s =4,52 см2,

$$R_s = \frac{R_{sn}}{\gamma_s} = \frac{390}{1{,}15} = 339 \approx 340\ \text{МПа},\ l_{3s}=25Ø=25\cdot1{,}2=30\ \text{см}$$

Остальные обозначения даны на рис. 10.

Из условия обеспечения надежности заанкеривания арматуры нижнего пояса величина усилия в затяжках определяется по формуле 6.2 Рекомендаций /1/.

$$\sum_{1}^{i} N_{3i} = \frac{N - R_s A_p \frac{l_{1p}}{l_{3p}} - A_{w1}\, n\, R_{sw}\, ctg\,\alpha - R_s A_s \frac{l_{1s}}{l_{3s}}}{ctg\,\alpha} =$$

$$= \frac{1370\cdot 10^3 - 490\cdot(1232\cdot\frac{300}{980} + 1232\cdot\frac{640}{980}) - 50{,}3\cdot 16\cdot 270\cdot 1{,}732 - 340\cdot}{1{,}732}$$

$$\frac{(226\cdot 1 + 226\cdot 1)}{} = \frac{1370\cdot 10^3 - 579{,}0\cdot 10^3 - 376{,}4\cdot 10^3 - 153{,}7\cdot 10^3}{1{,}732} =$$

$$= \frac{260{,}9\cdot 10^3}{1{,}732} = 150{,}6\cdot 10^3 Н = 150{,}6 \text{ кН}.$$

где: n – число поперечных стержней, пересекаемых линией АВ, исключая поперечные стержни, расположенные ближе, чем на 100 мм к точке А, в нашем случае

$$n = 2 \cdot 8 = 16 \text{ шт.}$$

Из условия прочности узла по наклонному сечению усилие в затяжке определяется из выражения

$$\sum_{1}^{i} N_{3i} = \frac{RC - R_s A_p \cdot \frac{l_{1p}}{l_{3p}}\left(h_{op} - \frac{x}{2}\right) - R_s A_s \frac{l_{1s}}{l_{3s}}\left(h_{os} - \frac{x}{2}\right) - n R_{sw} Z_x A_{w1}}{Z_x} =$$

$$\frac{698\cdot 10^3\cdot 1120 - 490(1232\cdot\frac{300}{980} + 1232\cdot\frac{640}{980})\cdot(\frac{840+660}{2} - \frac{110}{2}) -}{400}$$

$$\frac{-340(226\cdot 1 + 226\cdot 1)\cdot(\frac{710+790}{2} - \frac{110}{2}) - 16\cdot 270\cdot 400\cdot 50{,}3}{400} =$$

$$= \frac{781{,}8\cdot 10^6 - 402{,}4\cdot 10^6 - 106{,}8\cdot 10^6 - 86{,}9\cdot 10^6}{400} = \frac{185{,}7\cdot 10^6}{400} =$$

$$= 464\cdot 10^3 Н = 464 \text{ кН}$$

Инв.N подл. | Подпись и дата | Взам. инв.N

Здесь:

$$X=\frac{R_s A_p \frac{\ell_{ip}}{\ell_{sp}}+R_s A_s \frac{\ell_{is}}{\ell_{ss}}}{R_b b}=\frac{490(1232\cdot\frac{300}{980}+1232\cdot\frac{640}{980})+340(226\cdot 1+226\cdot 1)}{26{,}5\cdot 250}=\frac{579\cdot 10^3+153{,}7\cdot 10^3}{26{,}5\cdot 250}=110 \text{ мм}$$

так как $\frac{\ell_{is}}{\ell_{ss}}=\frac{390}{300}>1$, $\frac{\ell_{is}}{\ell_{ss}}=\frac{560}{300}>1$, то в расчёте принимаем 1.

При данной конструкции затяжек (рис. 11) их несущая способность будет определяться прочностью стержня по резьбе.

Поскольку величина самонапряжения затяжек невелика, принимаем величину их предварительного напряжения (σ_{03}) равной R_3 = 170 МПа, как для болтовых соединений из стали Вст3 и считаем, что напряжения в затяжках будут оставаться постоянными, т.е. равными R_3 при любой нагрузке, вплоть до разрушающей.

Таким образом, площадь поперечного сечения всех затяжек будет равна

$$\sum_{1}^{i} A_{3i}=\frac{\sum_{1}^{i} N_{si}}{R_3}=\frac{464\cdot 10^3}{170}=2729 \text{ мм2}=27{,}3 \text{ см2}$$

Конструктивно принимаем число затяжек n=12 шт.

Площадь сечения одной затяжки

$$A_3=\frac{\sum_{1}^{i} A_{si}}{n}=\frac{27{,}3}{12}=2{,}3 \text{ см2}$$

Принимаем затяжки Ø 18, A_3 = 2,55 см2.

Через 3-5 дней затяжки необходимо подтянуть на Δ =0,5÷1,0мм.

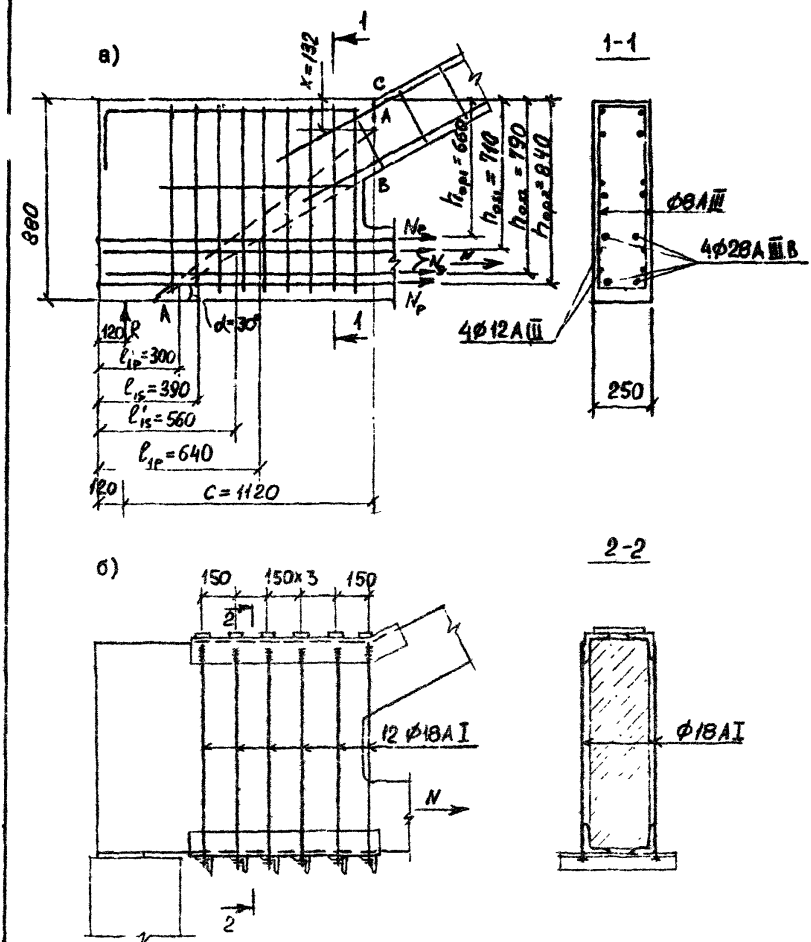


Рис. IO. Усиление опорных узлов фермы.
а – расчетная схема узла; б – конструкция усиления.
N – расчетные усилия в элементах фермы; ℓ_{15}, $\ell_{1р}$ – длины запуска за линию АВ соответственно ненапрягаемой и напрягаемой арматуры.

Контроль натяжения можно производить по выходу резьбы Δ =I,0 мм или другими способами. При определении величины выхода резьбы следует учитывать начальные и упругие деформации анкерных устройств.

При отсутствии стандартных болтов затяжки можно выполнить из арматурной стали. В этом случае их расчёт выполняется аналогично расчёту, приведенному в примере I3.

Пример I4.

Требуется усилить промежуточный узел фермы напряжёнными затяжками (рис. II).

Усилие, действующее в растянутом раскосе от возросшей нагрузки, составляет N =7I4 кН.

Конструкции усиления и усиливаемого узла приведены на рис. II.

Продольная арматура раскоса 4Ø I6AШ, A_s =8,04 см2,

$R_s = \frac{R_{sn}}{\gamma_s} = \frac{390}{I,I5} \approx$ 340 МПа, поперечная арматура в узле Ø8AШ,

A_{sw} =0,503 см2, $R_{sw} = R_s \gamma_{s1}$, $\gamma_{s2} = \frac{R_{sn}}{\gamma_{s1}} = \frac{390}{I,I5} \cdot 0,8 = 271 \approx 270$ МПа.

Усиление, воспринимаемое затяжками, определяется по формуле:

$$\sum_1^i N_{si} = \frac{N\left(1 - \frac{K_2 \ell_i}{K_1 22 \varnothing}\right) - n R_{sw} A_{sw} \cos\beta}{\cos\beta} =$$

$$= \frac{7I4 \cdot I0^3 \left(I - \frac{I,I \cdot 420}{I,82 \cdot 22 \cdot I6}\right) - I4 \cdot 270 \cdot 50,3 \cdot 0,788}{0,788} =$$

$$= \frac{200 \cdot I0^3 - I49,8 \cdot I0^3}{0,788} = 63,7\ I0^3\ \text{Н} = 63,7\ \text{кН},$$

где: n – число стержней в пределах участка В за исключением стержней, расположенных на расстоянии, меньшем I00 мм от крайних точек этого участка, в примере n =I4, поскольку в узле поставлено два каркаса:

$$K_I = \frac{\sigma_s}{200} = 1{,}82$$

$K_2 = 1{,}1$ (п. 6.7 Рекомендаций /I/).

Остальные обозначения см. на рис. II.

Исходя из того, что затяжки крепятся с одной стороны на резьбе, расчётное сопротивление их принимается равным R_s=170 МПа, как для болтовых соединений из стали марки Вст3.

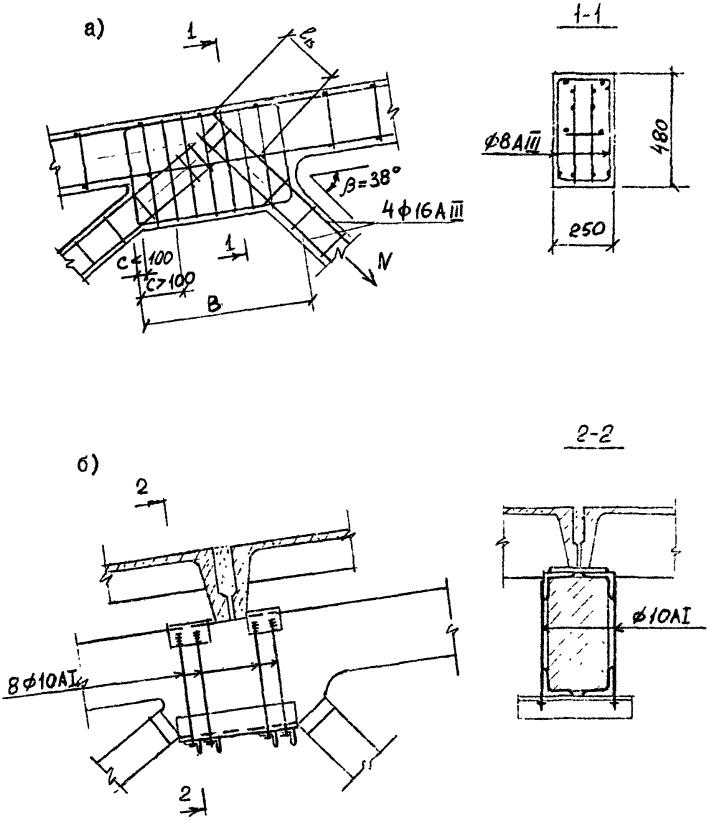


Рис. II. Усиление промежуточных узлов фермы.

а – расчетная схема узла; б – конструкция усиления.

Требуемая площадь сечения НЕТТО затяжек по резьбе

$$\sum_{1}^{i} A_{3i} = \frac{\sum_{1}^{i} N_{3i}}{R_3} = \frac{63,7 \cdot 10^3}{170} = 375 \text{ мм2} = 3,75 \text{ см2}$$

где: R_3 – расчётное сопротивление затяжки на растяжение по резьбе.

Конструктивно принимаем минимальное количество затяжек 8 штук.

Площадь сечения НЕТТО одной затяжки

$$A_{3I} = \frac{3,75}{8} = 0,47 \text{ см2}$$

Принимаем затяжки Ø 10 с резьбой М10 с

$A_{3I} = 0,785$ см2.

Поскольку величина самонатяжения затяжек усиления промежуточных узлов мала, принимаем максимальную величину предварительного напряжения затяжек $\sigma_{03} = R_{bt} =$ 170 МПа (табл. 58* СНиП А-23-81*/3/). При такой небольшой длине затяжек величина потерь напряжений, вследствие обмятия бетона, под опорами может быть значительной, поэтому для данной конструкции усиления рекомендуется делать подтяжку затяжек через 3-5 дней.

При отсутствии необходимых болтов для затяжек последние можно делать из арматурной стали, принимая предварительно диаметр затяжки на 4 мм больше диаметра, определённого расчётом, исходя из условия использования его полной несущей способности, т.е. достижения в предельном состоянии расчётных сопротивлений материала.

В нашем случае при применении для затяжек арматурной стали класса AI с R_s=225 МПа площадь сечения затяжек равна

$$A_{3I} = \frac{63,7 \cdot 10^3}{225} = 283 \text{ мм2} = 2,8 \text{ см2}.$$

Принимаем конструктивно 8 затяжек, тогда площадь сечения одной затяжки A_{3I} будет равна

$$A_{3I} = \frac{2,8}{8} = 0,35 \text{ см2}.$$

Инв.N подл. | Подпись и дата | Взам.инв.N

Требуемый диаметр 8 мм с A_{3I} = 0,503 см2.

В соответствии с вышеуказанными требованиями диаметр затяжек равен 8+4=I2 мм. Проведенная проверка показала, что для усиления узла достаточны затяжки диаметром I0 мм с резьбой М10.

Приложение

Основные буквенные обозначения при расчете железобетонных элементов (СНиП 2.03.01-84)

M, M_{ser} – расчетные и нормативные значения изгибающих моментов;

N, N_{ser} – то же, продольных сил;

N_l, N_{sh} – длительно действующие и кратковременные усилия;

P – усилие предварительного обжатия с учетом всех потерь предварительного напряжения в арматуре;

$R_b, R_{b,ser}$ – расчетные сопротивления бетона осевому сжатию соответственно для предельных состояний первой и второй групп;

$R_s, R_{s,ser}$ – расчетные сопротивления арматуры растяжению соответственно для предельных состояний первой и второй групп;

$R_{bt}, R_{bt,ser}$ – расчетные сопротивления бетона осевому растяжению соответственно для предельных состояний первой и второй групп;

R_{sw} – расчетное сопротивление растянутой арматуры при расчете на поперечную силу для предельных состояний первой группы;

R_{sc} – расчетное сопротивление сжатой арматуры для предельных состояний первой группы;

E_b – начальный модуль упругости бетона при сжатии и растяжении;

E_s – модуль упругости арматуры;

α – отношение модулей упругости E_s , E_b ;

b, h – ширина и высота сечения элемента;

A_b – площадь сечения бетона;

A_{red} – площадь приведенного поперечного сечения элемента;

Инв. N подл. | Подпись и дата | Взам. инв. N

A_s, A_s' – площадь сечения продольной арматуры соответственно в растянутой и сжатой зонах бетона;

A_{sw} – площадь сечения поперечной арматуры;

J, r – момент и радиус инерции сечения;

h_o, h_o' – рабочая высота поперечного сечения элемента;

x – высота сжатой зоны бетона;

ℓ_o – расчетная длина элемента;

μ – коэффициент армирования;

λ – гибкость элемента;

e_o, e_{op} – эксцентриситет продольной силы и относительно центра тяжести приведенного сечения.

Основные буквенные обозначения
при расчете металлических конструкций
(СНиП II-23-81*)

A – площадь сечения брутто;

E – модуль упругости;

R_{wf} – расчетное сопротивление угловых швов срезу (условному) по металлу шва;

R_y – расчетное сопротивление стали растяжению, сжатию, изгибу по пределу текучести;

ℓ_o – расчетная длина элемента;

i_x, i_y – радиусы инерции сечения относительно осей соответственно Х-Х и У-У;

λ – гибкость;

γ_c – коэффициент условий работы.

gost.e-ecolog.ru