



ООО «Легстальпроект»

ИНН 4824032791 КППП 482401001 Р/С 40702810935000104774 В Липецкое ОСБ 8593/062 Корр/с 30101810800000000604 БИК 044206604

РЕКОМЕНДАЦИИ

по проектированию, изготовлению и монтажу конструкций


каркаса малоэтажных зданий и мансард

из холодногнутых стальных оцинкованных профилей

производства конструкций ООО «ЛАСАР».

РАЗРАБОТАНО

Директор ООО «Легстальпроект»

 Ю.Г. Жук

2005 г.



СОДЕРЖАНИЕ

Введение

1. Общие положения

2. Материалы

3. Типы и расчетные характеристики профилей и их соединений

4. Основные положения расчета

4.1 . Расчет элементов на осевые силы и изгиб

4.2 . Расчетные длины и предельные гибкости элементов ферм из профилей

4.3 . Проверка устойчивости стенок и полок изгибаемых и сжатых элементов

4.4 . Расчет соединений профилей

5. Особенности проектирования конструкций из профилей

5.1. Расчетные нагрузки

5.2. Фермы покрытия

5.3. Балки, прогоны, элементы обрешетки

5.4. Колонны и стойки

5.5. Опирающие стропильных конструкций на несущие стены

5.6. Узловые соединения

6. Связи и пространственная жесткость конструкций из профилей

7. Основные требования к изготовлению, транспортированию и монтажу конструкций из профилей

7.1. Изготовление профилей и элементов конструкций

7.2. Транспортирование профилей и конструкций

7.3. Монтаж конструкций из профилей

8. Коррозионная стойкость конструкций из профилей

9. Огнестойкость конструкций из профилей

Приложение 1

Примеры расчета конструкций из профилей

Приложение 2

Конструкции покрытия, стен и перекрытий

Использованная литература

ВВЕДЕНИЕ

В мировой строительной практике холодногнутые профили из оцинкованной стали широко применяются для несущих и ограждающих конструкций зданий и сооружений различного назначения.

Отечественная фирма ООО «Ласар» (г. Липецк) разработала номенклатуру из нескольких типов таких профилей и освоила их массовое производство. Эти профили применяются для выполнения каркасов малоэтажных зданий, мансард и навесов.

Материал профилей – оцинкованная сталь толщиной от 0,6 до 2,0 мм.

Профили изготавливают методом непрерывной прокатки на профилегибочных станах.

Применение этих профилей в несущих конструкциях имеет ряд особенностей, связанных с тонкостенностью и формой сечения, работой соединений, коррозионной стойкостью и защитой от огня профилей.

Работа этих конструкций под нагрузкой имеет следующие особенности:

- возможность потери местной устойчивости полок и стенок профилей при продольном сжатии, если соотношение их ширины и толщины превышает 60;
- изгибаемые и сжатые профили несимметричного сечения работают с кручением;
- сплошные профили обладают значительной теплопроводностью и могут быть «мостиками холода» в ограждающих конструкциях.

В связи с тем, что применение легких стальных конструкций из гнутых профилей имеет ряд преимуществ по сравнению с традиционными стальными конструкциями из прокатных профилей, их внедрение в практику малоэтажного строительства в России является актуальным и экономически обоснованным.

Ниже приводятся рекомендации по проектированию, изготовлению и монтажу стальных конструкций малоэтажных зданий из тонкостенных гнутых профилей из оцинкованной стали, поставляемых ООО «Ласар».

1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

1.1. Рекомендации распространяются на проектирование, изготовление и монтаж легких несущих конструкций покрытия с применением стальных гнутых профилей, поставляемых ООО «Ласар» по ТУ 1122-146-02494680-04 и именуемых в дальнейшем «профили».

1.2. При проектировании конструкций из профилей необходимо соблюдать требования СНиП II-23-81 «Стальные конструкции», Еврокода 3 и настоящих Рекомендаций.

1.3. Профили рекомендуется применять для несущих элементов покрытия, перекрытия, стен зданий высотой не более 10м. и мансард при расчетных нагрузках, не превышающих 400кгс/м². Применение профилей в неразрезных несущих конструкциях не рекомендуется.

1.4. Область применения профилей и способы их защиты от коррозии принимаются в зависимости от степени агрессивности среды в соответствии со СНиП 2.03.11-85 для несущих и ограждающих конструкций из оцинкованной стали.

1.5. Профили рекомендуется применять в неагрессивных и слабоагрессивных средах в климатических районах с температурой наружного воздуха не выше +40°С и не ниже -65°С при влажности воздуха не более 65%.

1.6. Огнестойкость открытых конструкций из профилей составляет не менее R15.

Огнестойкость конструкций из профилей, защищенных другими материалами, должна соответствовать требованиям СНиП 21-01-97.

1.7. Применение несущих конструкций из профилей не рекомендуется:

- при динамических и вибрационных нагрузках с коэффициентом асимметрии цикла менее 0,7;
- при сейсмичности площадки строительства более 7 баллов.

2. МАТЕРИАЛЫ

2.1. Основные несущие конструкции каркаса следует изготавливать из следующих материалов:

- сталь тонколистовая оцинкованная с непрерывных линий по ГОСТ 14918, групп ХП и ПК, высшего или первого класса по толщине цинкового покрытия, нормальной разнотолщинности НР, нормальной точности прокатки по толщине БТ, нормальной плоскостности ПН с обрезной кромкой 0;
- горячеоцинкованная сталь марки 08гс по ТУ 14-1-1492 с гарантированным пределом текучести не менее 230 МПа;
- импортные и отечественные рулонные оцинкованные стали, отвечающие требованиям ГОСТ 14918 к сталям ХП и ПК. По согласованию с заказчиком допускается для ненесущих элементов профили изготавливать из стали группы ОН по ГОСТ 14918.

2.2. Толщина сталей без учета толщины защитного покрытия принимается от 1,5 до 4,0 мм в зависимости от типа профиля.

По требованию заказчика для изготовления профилей возможно применение рулонной оцинкованной стали с полимерным покрытием по ГОСТ Р 52146-2003.

2.3. Расчетные сопротивления стали профилей приводятся в табл. 1.
Расчетные характеристики стали профилей

Таблица 1

Напряжение состояние	Нормативное сопротивление, МПа		Расчётное сопротивление, МПа	
	предел текучести	временное сопротивление	по пределу текучести	по временному сопротивлению
Растяжение, сжатие и изгиб	280	370	255	330
Сдвиг (срез)			150	-
Смятие			-	330

2.4. При определении массы профилей масса цинкового покрытия, нанесенного с двух сторон, не менее 414 г. на м² заготовки.

2.5. Относительное удлинение стали – не менее 16%.

2.6. В качестве утеплителя в конструкциях из профилей рекомендуется применять следующие материалы:

- минераловатные плиты PAROC UNS-37 плотностью не более 35 кгс/м³ на основе базальтового волокна;
- плиты из базальтового волокна по ГОСТ 9573;
- минераловатные плиты плотностью 30-35кг/м³ марки «Нобасил М» фирмы АО «Изомат» (Словакия); URSA, Rockwool;
- Целлюлозная вата «ЭКОВАТА» плотностью 35-50 кг/м (сертификат соответствия NPOCCRU СЛ 19 НОО 182).
- материалы, плотность и теплопроводность которых соответствует вышеуказанным утеплителям.

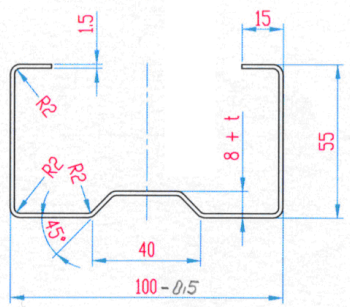
2.7. Облицовку конструкций из профилей рекомендуется выполнять из трудногорючих

(негорючих) материалов, например, цементно-стружечных, гипсокартонных или гипсоцементных плит толщиной не менее 12мм и других аналогичных материалов.

3. ТИПЫ И РАСЧЕТНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ПРОФИЛЕЙ И ИХ СОЕДИНЕНИЙ

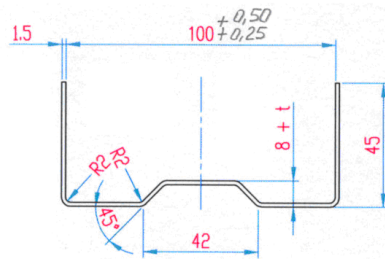
3.1. Поперечные сечения профилей приводятся на рис. 1-9. Расчетные характеристики профилей приводятся в таблице 2.

3.2. При определении расчетных характеристик профилей в табл. 2 учитывалось возможное снижение площади рабочего сечения профиля, его моментов инерции и сопротивления за счет местной потери устойчивости продольно сжатых полок или стенки профиля в пределах его упругой работы при сжатии и изгибе.



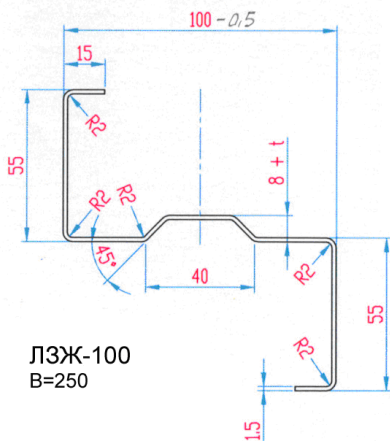
ЛСЖ-100
В=250

Рис. 1



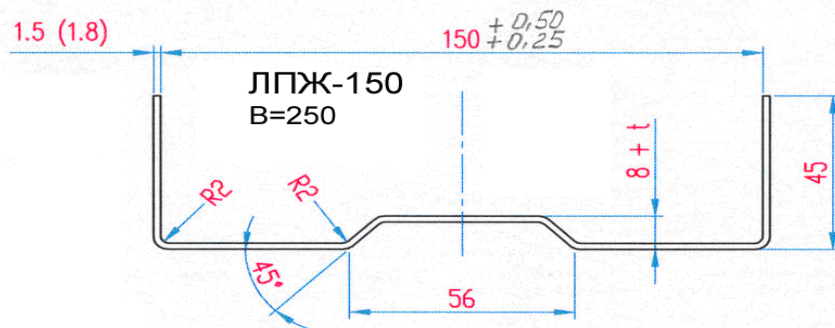
ЛПЖ-100
В=200

Рис. 2



ЛЗЖ-100
В=250

Рис. 3



ЛПЖ-150
В=250

Рис. 4

ЛСЖ-150
В=300

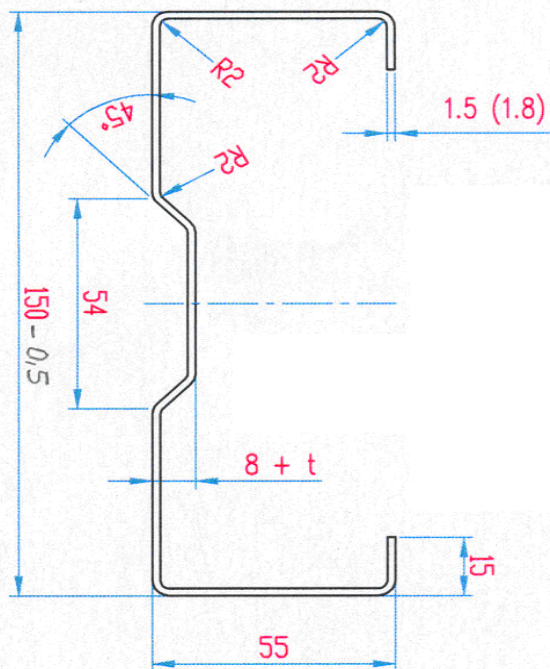


Рис. 5

ЛЗЖ-150
В=300

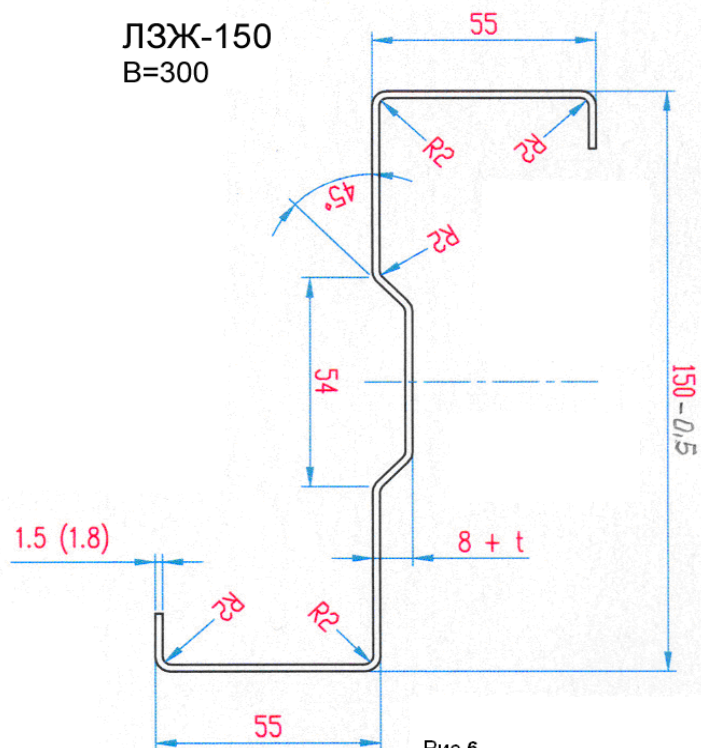


Рис.6

ЛПЖ-200
В=375

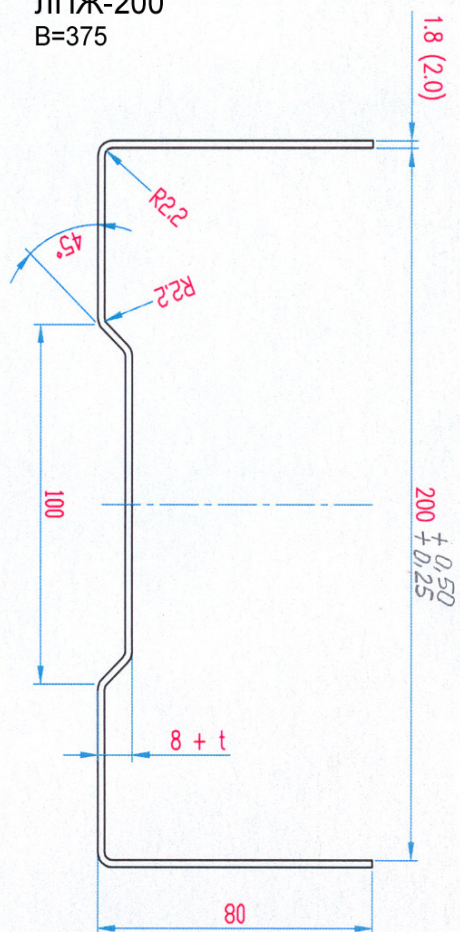


Рис. 7

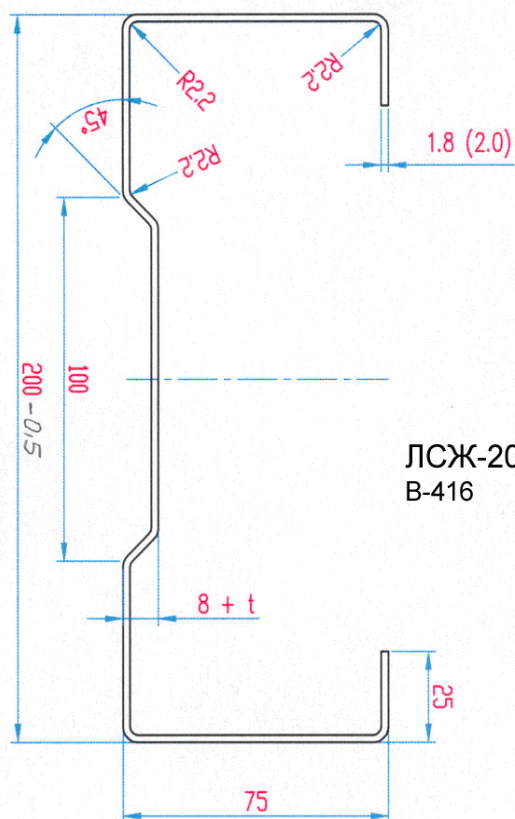
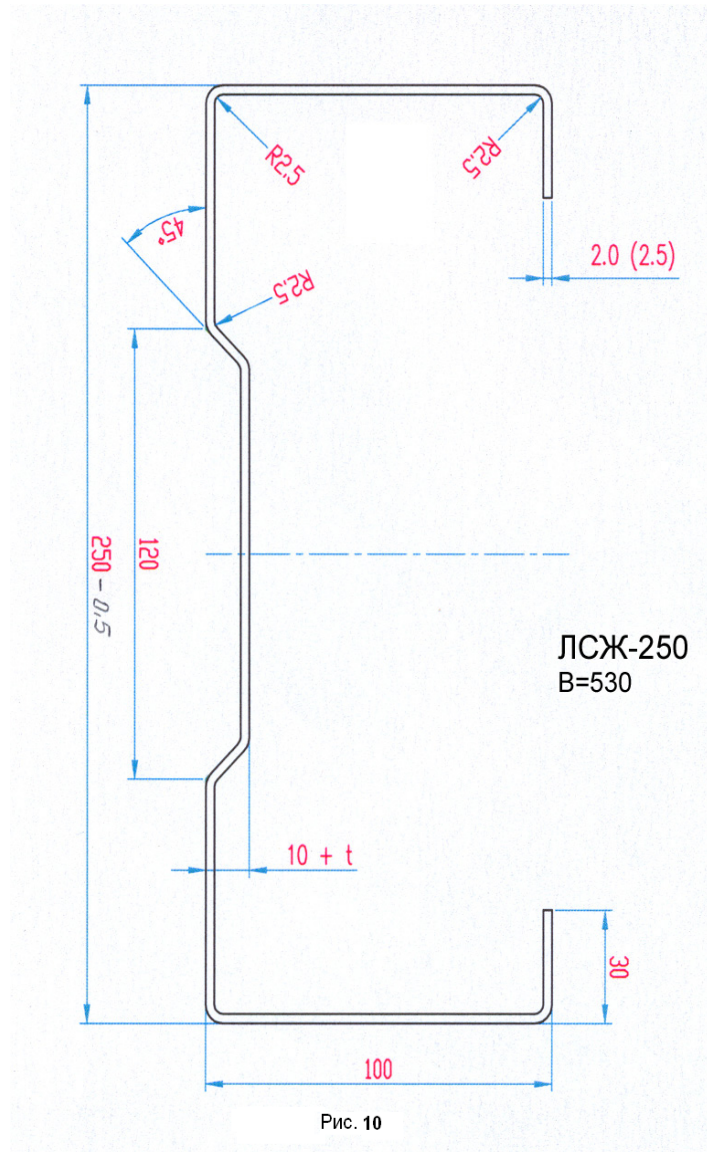
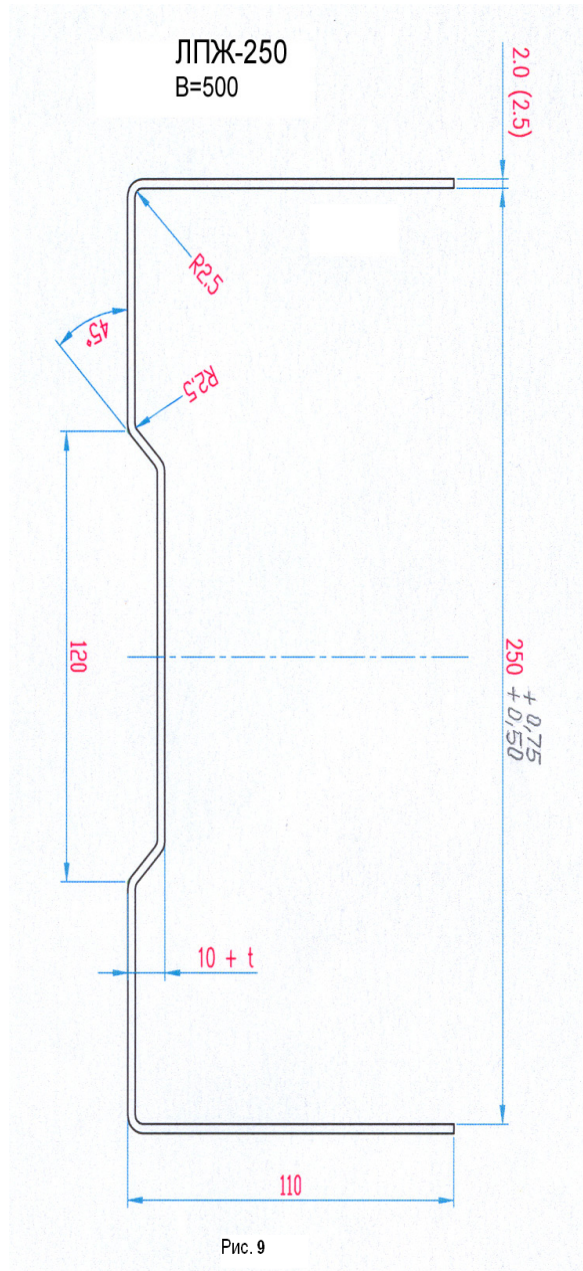
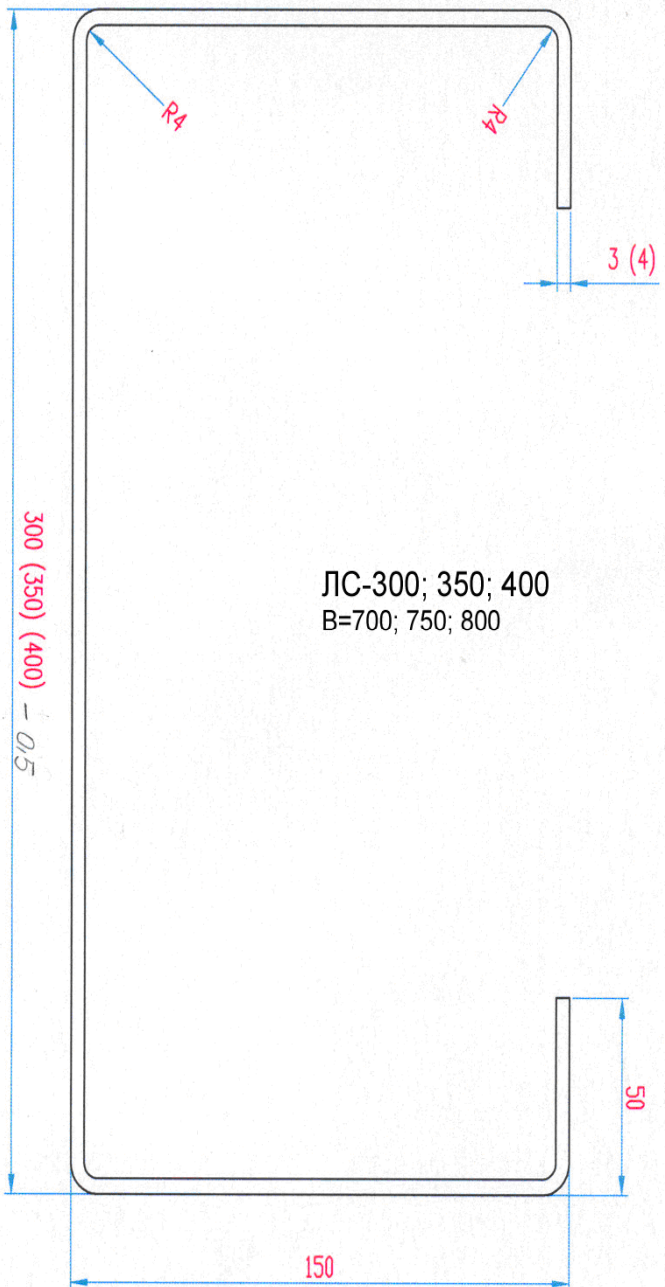
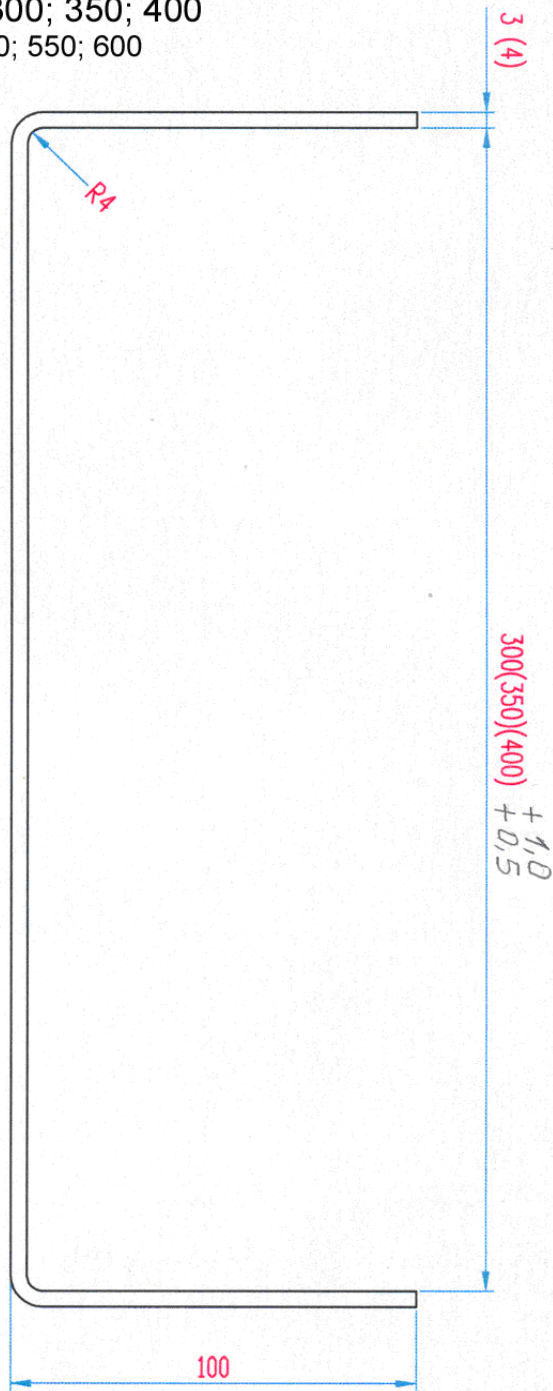


Рис. 8



ЛП-300; 350; 400
В=500; 550; 600



ЛС-300; 350; 400
В=700; 750; 800

Таблица 2

Расчетные характеристики для холодногнутых профилей из оцинкованной стали производства ООО "ЛАСАР" в соответствии с ТУ 1122-146-02494680-04

Обозначение профиля	Высота сечения, b, H (мм)	Толщина профиля, t (мм)	Площадь сечения, Fp(Fc) (см2)	Масса 1 м. Длины (кг)	Расчетные справочные величины для профилей при изгибе							Ширина заготовки (мм)
					момент инерции	момент сопротив- ления	момент инерции	момент сопротив- ления	радиус инерции	радиус инерции		
					Ix (см4)	Wx (см3)	Iy (см4)	Wy (см3)	Rx (см)	Ry (см)	Zo (см)	
ЛСЖ100-1,5	100	1,5	3,75(3,18)	3,01	57,7	11,5	15,1	4,3	3,92	0,55	1,99	250
ЛПЖ100-1,5	102	1,5	3,0(2,64)	2,42	44,7	7,3	5,5	1,3	3,86	0,49	1,23	200
ЛЗЖ100-1,5	100	1,5	3,75(3,18)	3,01	56,9	11,4	15,9	3,0	3,9	0,55	5,28	250
ЛСЖ150-1,5	150	1,5	4,5(4,5)	3,62	146,8	19,6	17,0	4,5	5,71	1,94	1,7	300
ЛСЖ150-1,8	150	1,8	5,4(5,4)	4,33	175,8	23,4	20,2	5,3	5,71	1,93	1,7	300
ЛПЖ150-1,5	152	1,5	3,75(3,57)	3,00	114,5	14,0	6,12	1,4	5,53	1,28	1,04	250
ЛПЖ150-1,8	152	1,8	4,5(4,1)	3,60	137,0	16,8	7,3	1,6	5,52	1,27	1,05	250
ЛЗЖ150-1,5	150	1,5	4,5(4,5)	3,62	146,8	19,6	16,0	3,0	5,71	1,89	5,29	300
ЛЗЖ150-1,8	150	1,8	5,4(5,4)	4,33	175,8	23,4	19,2	3,6	5,71	1,93	5,31	300
ЛСЖ200-1,5	200	1,5	6,24(5,61)	5,01	368,3	34,7	46,05	9,2	7,68	2,72	2,48	416
ЛСЖ200-1,8	200	1,8	7,49(7,27)	5,99	441,2	44,1	54,92	11,0	7,67	2,71	2,48	416
ЛПЖ200-1,5	200	2,0	8,32(8,24)	6,64	489,7	49,0	60,77	12,1	7,67	2,7	2,49	416
ЛПЖ200-1,8	202	1,5	5,63(3,86)	4,53	287,3	22,4	31,67	5,3	7,14	2,37	2,0	375
ЛЗЖ200-1,5	202	1,8	6,75(5,06)	5,41	363,1	28,5	37,84	6,3	7,33	2,37	2,01	375
ЛЗЖ200-1,8	202	2,0	7,5(5,94)	6,0	416,3	32,9	41,92	7,0	7,45	2,36	2,02	375
ЛСЖ250-2,0	250	2,0	10,6(9,64)	8,45	979,4	74,0	145,12	20,5	9,61	3,7	3,29	530
ЛСЖ250-2,5	250	2,5	13,25(13,25)	10,55	1234,3	98,7	169,9	25,3	9,65	3,58	3,29	530
ЛПЖ250-2,0	254	2,0	10,0(6,92)	7,99	763,8	48,9	106,9	13,1	8,74	3,27	2,82	500
ЛПЖ250-2,5	254	2,5	12,5(9,65)	9,95	1006,5	65,8	133,2	16,3	8,97	3,26	2,83	500
ЛС300-3,0	300	3,0	21,0(14,4)	16,68	3030	190,7	575,7	68,2	12,0	5,24	6,34	700
ЛС300-3,0	300	4,0	28,0(22,4)	22,17	4065	271,0	790,7	92,3	12,05	5,31	6,34	700
ЛС350-3,0	350	3,0	22,5(14,4)	17,87	4324	233,8	575,7	68,2	13,86	5,06	6,34	750
ЛС350-3,0	350	4,0	30,0(22,4)	23,76	5797	331,2	790,7	92,3	13,9	5,13	6,34	750
ЛС400-3,0	400	3,0	24,0(14,4)	19,06	5895	279,4	575,7	68,2	15,67	4,9	6,34	800
ЛС400-3,0	400	4,0	32,0(22,4)	25,34	7897	395,0	790,7	92,3	15,71	4,97	6,34	800
ЛП300-3,0	300	3,0	15,0(7,38)	11,92	1963	110,8	106,5	14,94	11,44	2,66	2,57	500
ЛП300-3,0	300	4,0	20,0(13,04)	15,84	2618	154,0	149,3	20,54	11,44	2,73	2,28	500
ЛП350-3,0	350	3,0	16,5(7,38)	13,10	2834	138,6	106,5	14,94	13,1	2,54	2,57	550
ЛП350-3,0	350	4,0	22,0(13,04)	17,42	3859	205,0	149,3	20,54	13,24	2,6	2,28	550
ЛП400-3,0	400	3,0	18,0(7,38)	14,30	3910	168,9	106,5	14,94	14,74	2,43	2,57	600
ЛП400-3,0	400	4,0	24,0(13,04)	19,0	5314	248,0	149,3	20,54	14,88	2,49	2,28	600

Примечания: 1. Расчетные характеристики определены с учетом редуцированных коэффициентов для сжатых граней профиля.
2. Масса профиля в таблице определена с учетом массы цинкового покрытия 275 г/м² заготовки.

Редуцированная (уменьшенная) площадь сечения граней, потерявших местную устойчивость, определялась с учетом требования СНиП II-23-81, Еврокода 3 и ГОСТ 24045-94.

3.1. Расчетные геометрические характеристики профилей при растяжении определяются для полного поперечного сечения.

3.2. Допуски на геометрические размеры профилей принимаются по ТУ ТУ 1122-146-02494680-04.

3.3. Основными метизами для расчетных соединений профилей между собой в стальных конструкциях с толщиной полки 1,5 – 2,0 мм являются самосверлящие самонарезающие винты диаметром от 4,2 до 6,3 мм, поставляемые фирмами «SFS» и «HILTI». При больших толщинах применяются болты с гайками.

3.4. В монтажных стыках конструкций из профилей допускается применять болтовые, заклепочные и винтовые соединения.

3.5. Для крепления профилей к конструкциям из бетона, железобетона или кирпича рекомендуется использовать самоанкерующиеся болты БСР по ГОСТ 28778 или ГОСТ 24379.0 Диаметр болтов 10-12мм, длина – не менее 150мм.

3.6. Самосверлящие самонарезающие винты должны соответствовать требованиям DIN 7504, выполняться методом холодной высадки на автоматах с последующей накаткой резьбы и после закалки и отпуска иметь твердость на поверхности и в сердцевине не менее 560 и 270HV (по Викерсу) соответственно и временное сопротивление не менее 50 кН/см².

3.7. Винты и другие метизы для крепления профилей должны иметь цинковое или кадмиевое покрытие толщиной не менее 10 мкм.

3.8. Расчетные характеристики соединений профилей на самосверлящих самонарезающих винтах (ССВ) в зависимости от толщины соединяемых элементов приводятся в табл. 3 и 4.

Таблица 3

Расчетные сопротивления одновинтового соединения профилей на выдергивание

Диаметр винта, мм	Шаг нарезки винта, мм	Расчётное сопротивление (кгс) при толщине профилей (мм)				
		1,5	2,0	2,5	3,0	4,0
4,2	1,4	108	144	180	216	288
4,8	1,6	123	164	205	246	328
5,5	1,8	142	190	237	285	380
6,3	2,5	168	224	280	336	448

Таблица 4

Расчётные сопротивления одновинтовых соединений профилей на срез

Диаметр винта, мм	Расчётное сопротивление (кгс) при толщине профилей (мм)	
	1,5	2,0
4,2	270	360
4,8	285	380
5,5	307	410
6,3	337	450

Примечание: Значения в таблицах 3 и 4 получены с учётом результатов испытаний ЦНИИПроектстальконструкции.

4. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ РАСЧЕТА

4.1. Расчет элементов на осевые силы и изгиб

4.1.1. Расчет на прочность элементов из профилей на центральное растяжение или сжатие N следует выполнять по формуле:

$$\frac{N}{F_p} \leq R_y \gamma_c$$

• при растяжении

$$\frac{N}{F_c} \leq R_y \gamma_c$$

• при сжатии

где $\gamma_c = 0,75$ – коэффициент условий работы;

F_p – полная площадь сечения профиля;

F_c – редуцированная площадь сечения профиля по табл.2-7.

4.1.2. Расчет на устойчивость элементов, подверженных центральному сжатию силой N , следует выполнять по формуле:

$$\frac{N}{\varphi F_c} \leq R_y \gamma_c$$

Значения φ следует определять в зависимости от гибкости.

$$\lambda = \frac{l_{ef}}{r_{min}}$$

по табл. 72 СНиП II-23-81, где l_{ef} – расчетная длина;

r_{min} – минимальный радиус инерции сечения по табл.. 2-7.

4.1.3. Сжатые элементы из одиночного профиля рекомендуется укреплять планками или решеткой.

При отсутствии планок или решетки такие элементы помимо расчета на устойчивость следует проверять с учетом изгибно-крутильной формы потери устойчивости в соответствии с п.5.5 СНиП II-23-81.

4.1.4. Для составных сжатых элементов, ветви которых из профилей соединены планками или решетками, гибкость отдельных ветвей должна быть не более 30 между планками или 60 между узлами решетки.

4.1.5. Расчет составных элементов из профилей, соединенных вплотную или через прокладки, следует выполнять как сплошностенчатых при условии, что расстояния между соединениями профилей между собой не превышают 300мм для сжатых элементов и 500мм для растянутых.

4.1.6. Расчет соединительных планок и решеток составных элементов должен выполняться согласно п.п.5.8.-5.10 СНиП II-23-81.

4.1.7. Расчет на прочность элементов из одиночных профилей, изгибаемых в одной из главных плоскостей, следует выполнять по формуле

$$\frac{M}{W_{\min}} \leq 0,8R_y$$

где W_{\min} - момент инерции соответствующего профиля по табл. 2-7.

4.1.8. В местах приложения сосредоточенной нагрузки к сжатой полке, а также в опорных сечениях несущего элемента стенку рекомендуется укреплять ребрами жесткости и не рассчитывать ее прочность.

4.1.9. Расчет на устойчивость балок двутаврового сечения из спаренных профилей, изгибаемых в плоскости стенки, следует выполнять по формуле

$$\frac{M}{\varphi_B W_c} \leq 0,8R_y$$

где W_c - следует определять для сжатого пояса, но не более, чем для ширины равной 40 т. φ_B - коэффициент, определяемый по приложению 7 СНиП II-23-81.

4.1.10. Расчет на устойчивость балок швеллерного и С-образного сечения следует выполнять как для балок двутаврового сечения в зависимости от параметра α и коэффициента φ_1 , принимая моменты инерции сечения по табл. 2

$$\alpha = 1,54 \frac{I_t}{I_y} \left(\frac{l_{ef}}{h} \right)^2 \quad \varphi_1 = 0,7\psi \frac{I_y}{I_x} \left(\frac{h}{l_{ef}} \right)^2 \frac{E}{R_y}$$

где l_{ef} и h - расчетная длина и высота сечения балки.
 b_{ri} - расчетная ширина каждой грани сечения балки.

Значения ψ принимаются по табл. 77 и 78 по СНиП II-23-81 в зависимости от характера нагрузки и параметра α .

Значение коэффициента φ_B необходимо принимать

- при $\varphi_1 \leq 0,85$, $\varphi_B = \varphi_1$
- при $\varphi_1 > 0,85$, $\varphi_B = 0,68 + 0,21 \varphi_1$, но не более 1,0.

4.1.11. Устойчивость балок не требуется проверять при передаче нагрузки через сплошной деревянный или металлический настил, непрерывно опирающийся на сжатый пояс балки и надежно с ним связанный. Закрепление сжатого пояса в горизонтальной плоскости должно быть рассчитано на фактическую поперечную силу. Связи в плоскости растянутых полок профилей рекомендуется выполнять в соответствии с разделом 6.

4.1.12. Расчет на прочность элементов, изгибаемых в двух главных плоскостях, следует выполнять по формуле

$$\frac{M_x}{I_x} y \pm \frac{M_y}{I_y} x \leq 0,8R_y$$

где x и y – координаты рассматриваемой точки сечения относительно главных осей;
 I_x и I_y – моменты инерции профилей по табл. 2-7.

4.1.13. Для стенок балок должны выполняться следующие условия:

$$\sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2} \leq 0,9R_y \quad \tau_{xy} \leq 0,8R_s \quad \text{где } \tau_{xy} = \frac{QS}{I_x t}$$

4.1.14. Расчет на прочность внецентренно - сжатых и сжато изгибаемых элементов выполнять не

требуется при значении приведенного эксцентриситета. $m_{ef} \leq 20$

В прочих случаях расчет следует выполнять по формуле

$$\frac{N}{F_c} \pm \frac{M_x}{I_x} y \pm \frac{M_y}{I_y} x \leq 0,75R_y$$

4.1.15. Расчет на устойчивость внецентренно-сжатых и сжато-изогнутых элементов из профилей выполняется в плоскости действия момента по формуле:

$$\frac{N}{\varphi_l \Sigma F_c} \leq R_y \gamma_c$$

где F_c – редуцированная площадь профиля.

Коэффициент φ_l определяется как для сплошностенчатых стержней по табл. 74 СНиП II-23-81 в зависимости от условной гибкости $\bar{\lambda}$ и приведенного относительного эксцентриситета

m_{ef} определяемого по формуле: $m_{ef} = \eta m$

$$\text{где } \eta = (1,9 - 0,1m) - 0,02(6 - m)\bar{\lambda} \quad m = \frac{eF_c}{W_x} \quad \bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}}$$

(здесь e – эксцентриситет).

4.2. Расчетные длины и предельные гибкости элементов ферм из профилей.

4.2.1. Расчетные длины l_{ef} элементов ферм и связей из профилей следует принимать по табл. 5. Табл.5.

Наименование продольного изгиба	Расчётная длина l_{ef}		
	Поясов	Опорных стоек	Прочих элементов решётки
1. В плоскости фермы	1	1	0,91
2. В направлении перпендикулярном плоскости фермы (из плоскости фермы)	l_1	l_1	l_1

Обозначения, принятые в табл.5:

- l – геометрическая длина элемента (расстояние между центрами узлов) в плоскости фермы;
- l_1 – расстояние между узлами, закрепленными от смещения из плоскости фермы.

4.2.2. Расчетные длины колонн и стоек постоянного сечения следует определять по формуле

$$l_{ef} = \mu l$$

где l – длина колонны (стойки).

Коэффициент расчетной длины следует принимать в зависимости от условий закрепления концов колонны и вида нагрузки в соответствии с табл. 71а, прилож. в СНиП II-23-81.

4.2.3. Гибкости сжатых элементов не должны превышать значений, приведенных в табл. 6.

Гибкости растянутых элементов не должны превышать значений, приведенных в табл. 7.

Табл. 6.

Элементы конструкций	Предельная гибкость сжатых элементов
1. Пояса, опорные раскосы и стойки, передающие опорные реакции в плоских фермах	120
2. Элементы плоских ферм, кроме указанных в п. 1	150
3. Верхние пояса ферм, незакрепленные в процессе монтажа (предельную гибкость после завершения монтажа следует принимать по п. 1)	180
4. Основные колонны	120
5. Второстепенные колонные (стойки фахверка, фонарей, перегородок и т.п.)	150
6. Элементы связей	200

Табл. 7

Элементы конструкций	Предельная гибкость растянутых элементов
1. Пояса и опорные раскосы плоских ферм, жесткие затяжки стропил	350
2. Элементы ферм и балок, кроме указанных в п. 1	400
3. Элементы связей	400

4.3. Проверка устойчивости стенок и полок изгибаемых и сжатых элементов

4.3.1. Стенки изгибаемых элементов для обеспечения их устойчивости следует укреплять поперечными ребрами, поставленными на всю высоту стенки.

Расстояние между поперечными ребрами не должно превышать $3h_{ef}$, где h_{ef} – расстояние между краями выкружек стенки профиля.

4.3.2. Расчет на устойчивость стенок изгибаемых элементов двутаврового сечения из спаренных швеллеров, укрепленных поперечными ребрами жесткости, при отсутствии местного напряжения и условной гибкости $\bar{\lambda} \leq 6$ следует выполнять по формуле:

$$\sigma_{cr} = \frac{30R_y}{\bar{\lambda}^2} \quad \text{где} \quad \bar{\lambda} = \frac{h_{ef}}{t} \sqrt{\frac{R_y}{F}}$$

4.3.3. Расчет на устойчивость стенок изгибаемых элементов (кроме перфорированных профилей), не укрепленных поперечными ребрами, под местной нагрузкой или на опорах, следует выполнять по формуле:

$$P_n = C \cdot t^2 \cdot R_y \cdot \sin \alpha (1 - C_r \cdot \sqrt{r/t}) \cdot (1 + C_b \cdot \sqrt{b/t}) \cdot (1 - C_h \cdot h/t)$$

Где P_n – критическая нагрузка потери местной устойчивости стенки профиля без перфорации;

C – коэффициент по табл. 8;

C_r – коэффициент, зависящий от радиусагиба $r \leq 12$;

C_b – коэффициент, зависящий от ширины опоры «в» при $b \geq 19$ мм.;

C_h – коэффициент, зависящий от гибкости стенки, равной $h/t \leq 200$;

α – угол между стенкой и плоскостью опоры, $45 \leq \alpha \leq 90$.

Коэффициент надежности для определения силы P_n принимается равным 0,8.

Если изгибаемый элемент состоит из двух и более профилей, критическая нагрузка смятия его стенки на опорах определяется как $n \cdot P_n$, где n – количество профилей.

4.3.4. Расчетную ширину сжатых полок b_{ef} при проверке устойчивости следует принимать равной расстоянию от края выкружки стенки до края полки или выкружки окаймляющего ребра при условии, что

$$\bar{\lambda}_p \leq 0,673 \quad \bar{\lambda}_p = 1,052 \frac{b_{ef}}{t} \sqrt{\frac{\sigma_{max}}{Ek_1}}$$

где

σ_{max} – максимальное напряжение в полке;

K_1 – коэффициент, зависящий от граничных условий на продольных краях полки;

$K_1=4$ – для полок с окаймляющим ребром, высотой не менее $0,3b_{ef}$.

4.3.5. При $\bar{\lambda}_p > 0,673$ расчетную ширину сжатых полок и стенок следует определять с учетом местной потери устойчивости по формуле:

$$b_{ef1} = \rho b_{ef}$$

где ρ – редуцированный коэффициент равный

$$\rho = 1 \quad \text{при} \quad \bar{\lambda}_p \leq 0,673 \quad \rho = \frac{1 - \frac{0,22}{\lambda_p}}{\lambda_p} \quad \text{при} \quad \bar{\lambda}_p > 0,673$$

Коэффициенты для определения критической силы смятия стенки профиля Pn

Таблица 8

Условия на опорах	Условия приложения нагрузки на профиль	C	C _r	C _b	C _n	Примечание	
Профиль закреплён на опоре	Нагрузка (реакция) на одну полку профиля	Крайняя опора	4	0,14	0,35	0,02	r / t ≤ 9
		Средняя опора	13	0,23	0,14	0,01	r / t ≤ 5
	Нагрузка (реакция) на две полки профиля	Крайняя опора	7,5	0,08	0,12	0,048	r / t ≤ 12
		Средняя опора	20	0,1	0,08	0,031	r / t ≤ 12
Профиль не закреплён на опоре	Нагрузка или реакция на одну полку профиля	Крайняя опора	4	0,14	0,35	0,02	r / t ≤ 5
		Средняя опора	13	0,23	0,14	0,01	
	То же на две полки профиля	Крайняя опора	13	0,32	0,05	0,04	r / t ≤ 3
		Средняя опора	24	0,52	0,15	0,001	

Примечание. Значения коэффициентов в таблице даны для соотношений $b / t \leq 210$, $b / t \leq 2$ и $\alpha = 90$.

Приведенные геометрические характеристики профилей при сжатии и изгибе в табл. 2 определены с учетом рекомендации в пп.4.3.5 и 4.3.4.

4.4. Расчет соединений профилей

4.4.1. В винтовых соединениях профилей при действии продольной силы N, проходящей через центр тяжести соединения, распределение этой силы между метизами крепления следует принимать равномерным.

4.4.2. Соединения профилей на самосверлящих самонарезающих винтах (ССВ) рассчитываются на срез, продавливание и выдергивание (отрыв).

4.4.3. Предельное срезающее усилие N_B , которое может быть воспринято одним винтом ССВ, рекомендуется определять по таблице 4 или по формуле

$$N_B = 0,8 \alpha R_u d t$$

$$\text{где } \alpha = 3,2 \sqrt{\frac{t}{d}}$$

t и d – толщина более тонкого из соединяемых профилей и диаметр винта;

R_u – расчетное сопротивление стали профиля.

4.4.4. Предельное усилие N_p , которое может быть воспринято одним винтом ССВ, при растяжении, рекомендуется определять по табл.3 или по формулам:

на продавливание

- при статической нагрузке $N_{pc} = 0,8 d_{ш} t R_u$
- при повторной (ветровой) нагрузке $N_{pn} = 0,4 d_{ш} t R_u$

при выдергивании (отрыв) $N_{pB} = 0,5 d_{ш} t R_u$

где t_1 - толщина более толстого из соединяемых профилей;

$d_{ш}$ - диаметр пресс-шайбы винта.

4.4.5. Количество n винтов в соединении при действии продольной силы N следует определять по формуле:

$$n \geq \frac{N}{0,8 N_{\min}}$$

где N_{\min} - меньшее из значений расчетного усилия для одного винта, вычисленных по п.п. 4.4.3 и 4.4.4.

4.4.6. При действии на соединение момента, вызывающего сдвиг соединяемых профилей, распределение усилия на винты следует принимать пропорционально расстоянию от центра тяжести соединения до рассматриваемого винта.

4.4.7. Винты, работающие одновременно на срез и растяжение, следует проверять отдельно на срез и растяжение.

4.4.8. В креплениях одного профиля к другому через фасонки, прокладки или другие промежуточные элементы, а также в креплениях с односторонней накладкой, количество винтов должно быть увеличено на 15% по сравнению с расчетным.

4.4.9. Шаг винтов, соединяющих профили в единый элемент, определяется по условной поперечной силе Q_y , принимаемой постоянной по всей длине элемента и определяемой по формуле:

$$Q_y = 7,15 \cdot 10^{-6} \left(2330 - \frac{E}{R_y} \right) \frac{N}{\varphi}$$

Сдвигающее усилие на 1см длины элемента равно

$$T = \frac{QS_{II}}{I_X}$$

где S_{II} – статический момент профиля относительно нейтральной оси X-X сечения сжатого

элемента.

Шаг винтов, соединяющих профили, равен

$$a \leq \frac{[N]_{\text{в}}}{T} 0,8$$

где $[N]_{\text{в}}$ – предельное допустимое усилие на один винт по срезу или смятию (см. табл.3, 4 или результаты расчета по п.п. 4.4.3 или 4.4.4).

4.4.10. Прочность соединений элементов из профилей с опорами при совместном действии среза и растяжения (отрыва) проверяется по формуле:

$$\left(\frac{\sqrt{N_x^2 + N_y^2}}{[N_1]} \right)^2 + \left(\frac{P}{[P_1]} \right)^2 \leq 1$$

где N_x и N_y – расчетные срезающие усилия на один винт, направленные параллельно главным осям поперечного сечения;

P – расчетное растягивающее (отрывающее) усилие на один винт;

$[N_1]$ и $[P_1]$ – допускаемые усилия на один винт при срезе и растяжении соответственно определяются экспериментальным путем. (см. табл. 8 - 9)

4.4.11. Прочность соединений элементов из профилей на опорах проверяется по формуле:

$$N \leq m\eta[N_1]$$

где m – коэффициент условия работы, равный:

$m = 0,8$ – для соединений на самонарезающих винтах.

4.4.12. Расчет соединений на болтах производится по п. 11.6 – 11.11 СНиП II-23-81*

5. ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ ПРОФИЛЕЙ

5.1. Расчетные нагрузки

5.1.1. При проектировании конструкций из профилей следует учитывать следующие нагрузки, возникающие при возведении и эксплуатации зданий и сооружений, в соответствии со СНиП 2.01.07-85:

- снеговые для I-IV снеговых районов;
- ветровые для I-IV ветровых районов;
- сейсмические;
- вес конструкций;
- нагрузки от оборудования, людей, складироваемых материалов и изделий.

5.1.2. При расчете конструкций для условий возведения зданий и сооружений расчетные значения снеговых и ветровых нагрузок следует снижать на 20%.

5.1.3. Расчетные снеговые нагрузки следует принимать в соответствии с изменением №2 к СНиП 2.01.07-85 от 01.07.2003г.

5.1.4. При расчете элементов несущих конструкций необходимо учитывать варианты с повышенными местными снеговыми нагрузками в соответствии с обязательным приложением 3, СНиП 2.01.07-85.

В тех случаях, когда более неблагоприятные условия работы элементов конструкций возникают при частичном загрузении, следует рассматривать схемы со снеговой нагрузкой, действующей на половине или четверти пролета.

5.1.5. При определении расчетной ветровой нагрузки для конструкций зданий пульсационную составляющую ветровой нагрузки допускается не учитывать.

При расчете элементов конструкций и их креплений в углах здания и по внешнему контуру покрытия следует учитывать местное отрицательное давление ветра с аэродинамическим коэффициентом $C_e = -2$, распределенное вдоль поверхностей на ширину 1,5м.

5.1.6. При расчете прогиба и перемещений конструкций из профилей следует учитывать следующие требования:

- конструктивные (обеспечение целостности примыкающих друг к другу элементов и их стыков, обеспечение заданных уклонов);
- физиологические (предотвращение вредных воздействий и ощущений дискомфорта при колебаниях, связанных с «зыбкостью»);
- обеспечение благоприятных впечатлений от внешнего вида конструкций;
- нормативная снеговая нагрузка составляет 70% от расчетной.

Каждое из указанных требований должно быть выполнено при расчете независимо от других.

5.1.7. Для элементов конструкций, предельные прогибы и перемещения которых не указаны в СНиП 2.01.07-85, вертикальные и горизонтальные прогибы и перемещения не должны превышать

$\frac{1}{150}$ пролета и $\frac{1}{75}$ вылета консоли.

5.2. Фермы покрытия

5.2.1. Профили с высотой стенки от 100 до 400мм рекомендуется использовать для изготовления следующих типов ферм с раскосной решеткой:

- двускатные треугольные (рис. 19а);
- двускатные трапециевидные (рис. 19б);
- односкатные (рис. 19в);
- с параллельными поясами (рис. 19г)
- двускатные треугольные малоэлементные (рис. 19д);

5.2.2. Пролет двускатных ферм рекомендуется принимать от 6 до 24м.

5.2.3. Фермы рекомендуется выполнять симметричными относительно вертикальной плоскости с прикреплением элементов решетки к поясам двумя полками (рис. 14).

Пояса ферм выполняются из одиночных профилей (рис. 15а), парных профилей (рис. 15б) или в усиленном варианте, включающем парные профили с одиночным профилем между ними (рис. 15в).

Решетку рекомендуется выполнять из одиночных или спаренных профилей С-образного сечения марок ЛС(Ж) и ЛП(Ж).

Варианты узлов и сечения поясов и элементов решетки ферм приводятся на рис. 16-17.

5.2.4. Несмотря на то, что в узлах ферм из профилей имеются эксцентриситеты, пояса и элементы решетки допускается рассчитывать без учета изгибающих моментов в узлах.

При приложении нагрузок вне узлов фермы пояса должны быть рассчитаны на совместное действие продольных усилий и изгибающих моментов.

5.2.5. Расчетные соединения элементов ферм в узлах выполняются с помощью самосверлящих самонарезающих винтов, а также болтов. Диаметр этих винтов не менее 5,5мм., диаметр болта не менее 6 мм. В конструктивных соединениях допускается применение винтов меньшего диаметра.

5.2.6. При расчете ферм винтовые и болтовые соединения в узлах допускается принимать шарнирными.

5.2.7. Расстояние между краями смежных элементов решетки в узлах следует принимать не менее 5мм и не более 10мм.

5.2.8. В случае недостаточного размера полок или стенок поясов для прикрепления к ним элементов решетки в отдельных узлах ферм рекомендуется предусмотреть фасонки, расположенные между стыкуемыми элементами, или накладки толщиной от 1,5 до 4мм из

оцинкованной стали.

5.2.9. Самосверлящие винты в узлах ферм следует располагать на максимальных расстояниях друг от друга в два или несколько рядов. Каждый конец элемента следует прикреплять не менее чем двумя винтами. Расстояние между центрами винтов в любом направлении следует принимать не менее $2d$, а расстояние от центра винта до края элемента – не менее $1,5d$, где d – номинальный диаметр пресс шайбы винта.

* Пример расчета фермы из профилей приводится в приложении 1

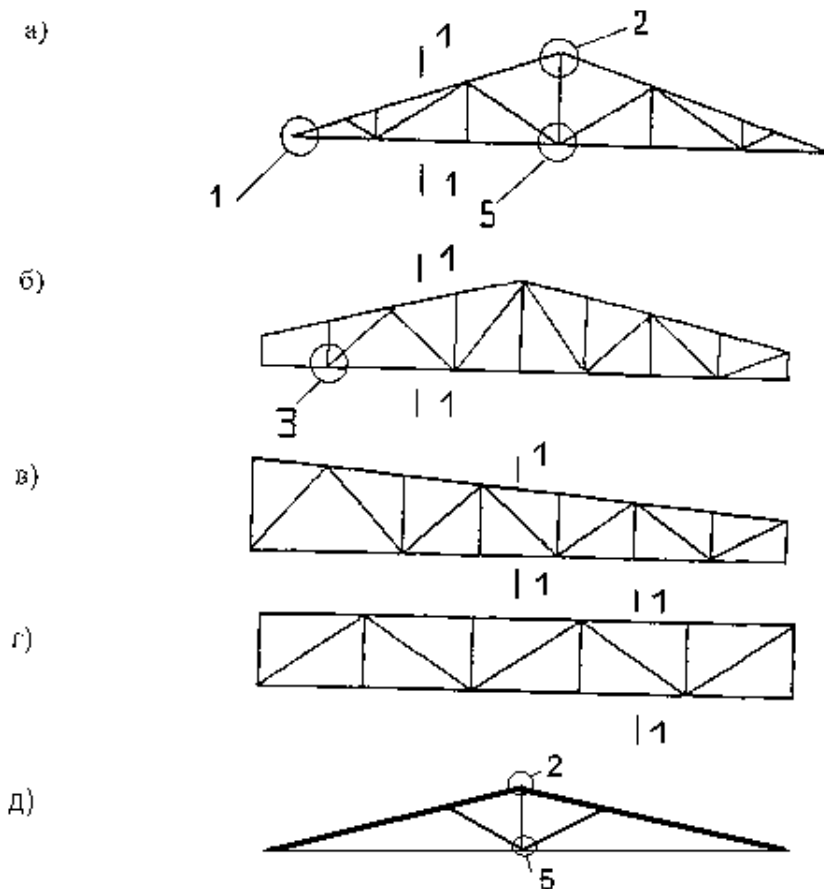


Рис. 13. Типы ферм

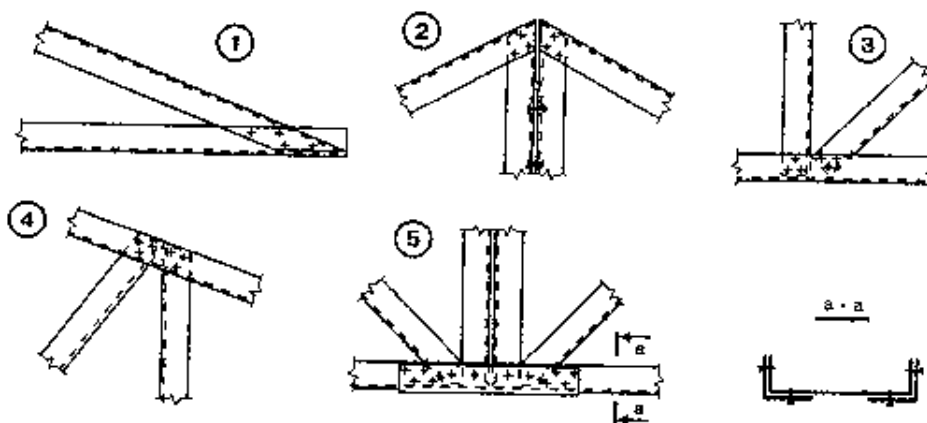


Рис. 14. Узлы ферм

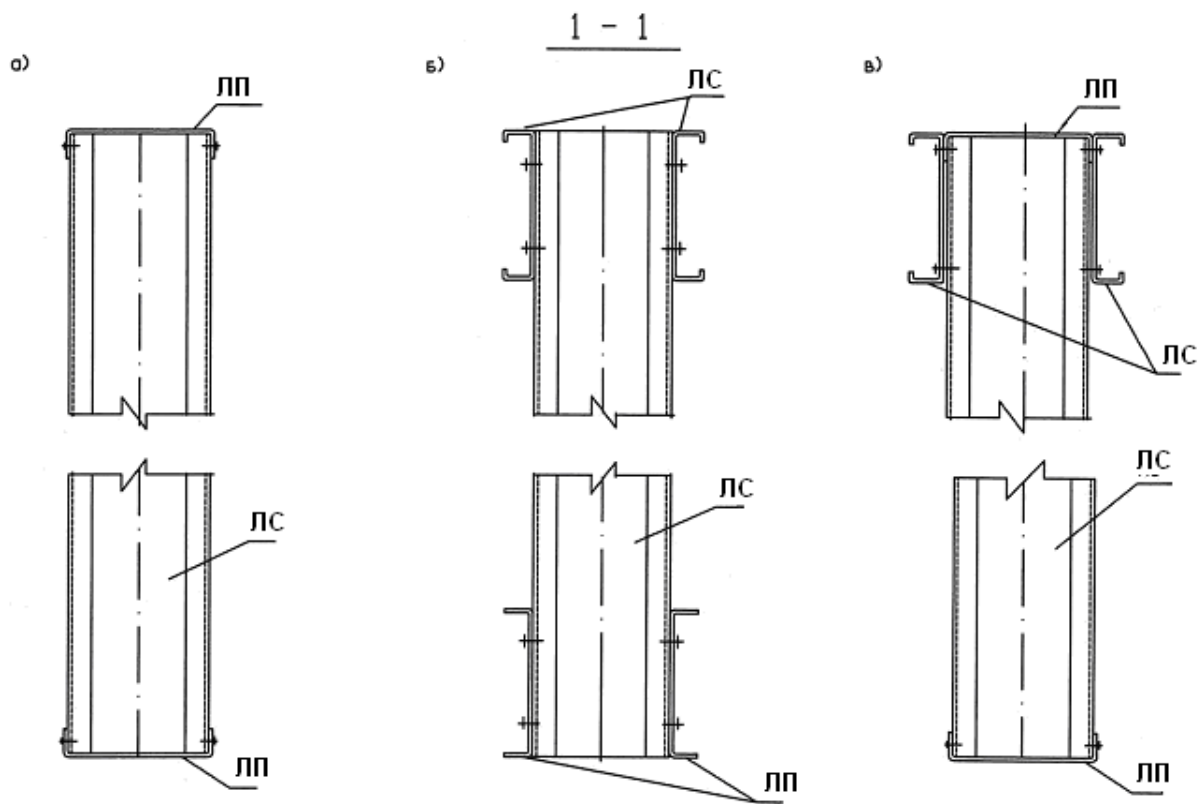


Рис. 15

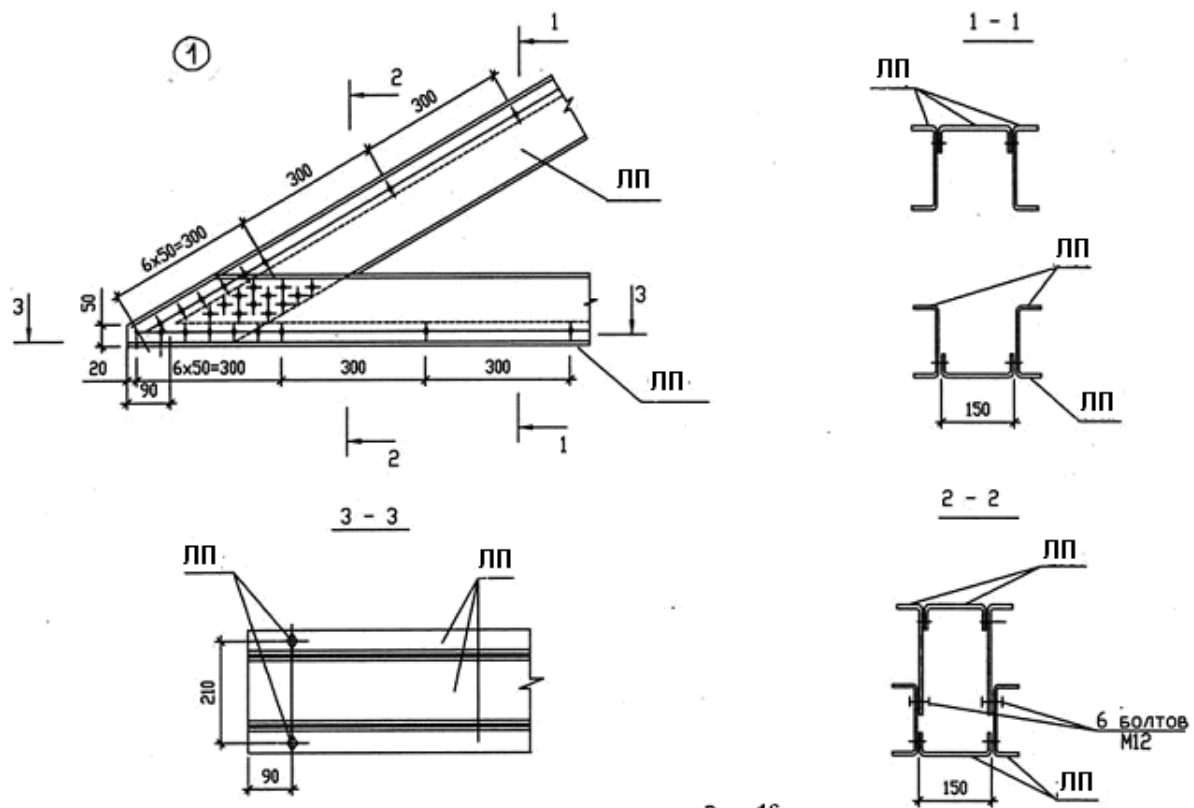


Рис. 16

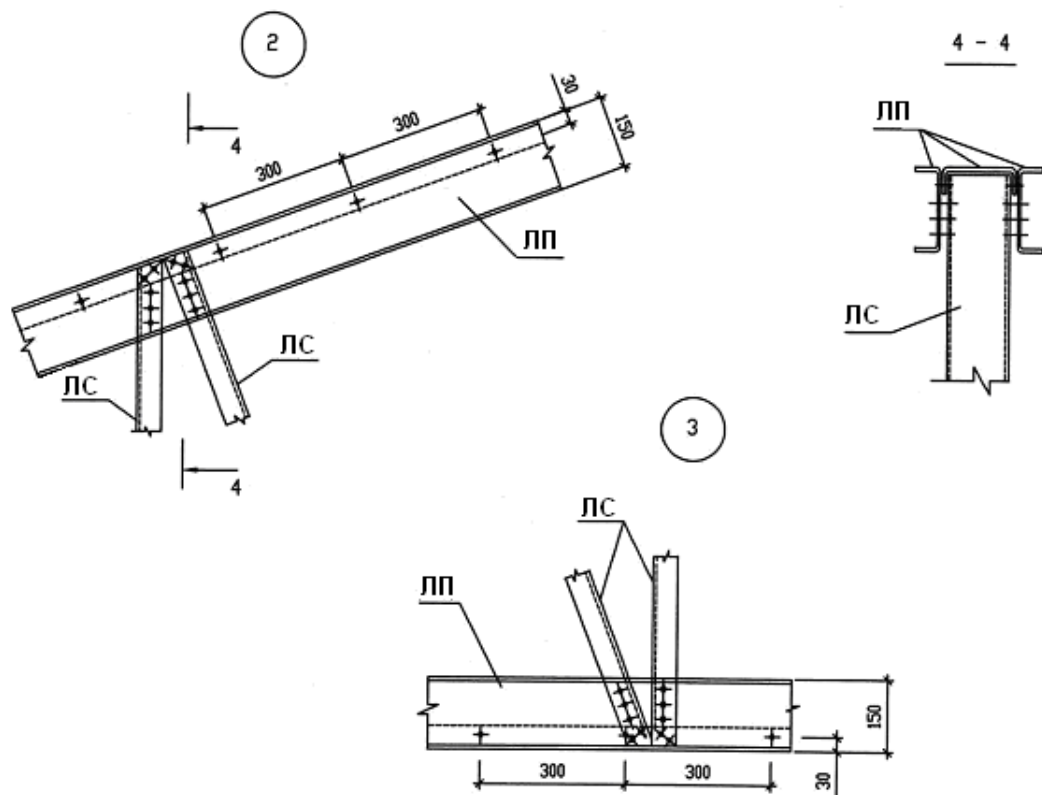


Рис. 17

5.3. Балки, прогоны, элементы обрешетки

5.3.1. Прогоны из одиночных С-образных профилей с высотой стенки от 100 до 400 мм, расположенных параллельно друг другу с шагом не более 600 мм, рекомендуется использовать для междуэтажных и чердачных перекрытий.

5.3.2. Балки рекомендуется выполнять из спаренных профилей одного типа с высотой стенки от 150 до 400 мм. Профили составной балки должны соединяться друг с другом двумя рядами самонарезающих винтов с шагом не менее 300 мм. Количество соединительных винтов определяется расчетом на условную поперечную силу Q (см. п.п.4.4.9).

Балки из одиночных профилей марки ЛС(Ж) 200-400 и ЛП(Ж) 200-400 можно использовать в качестве стропил (рис. 19).

5.3.3. На опорах и в местах приложения к поясу балки или прогона сосредоточенных нагрузок должны быть установлены поперечные ребра жесткости на всю высоту сечения балки. (рис.20). Элементы обрешетки выполняются из профилей ЛЗЖ-100 пролетом по расчету. при шаге 400-500 мм. (рис. 18).

5.4. Колонны и стойки

5.4.1. Колонны под значительные сосредоточенные нагрузки рекомендуется выполнять составными из профилей с высотой стенки 150-400 из стали толщиной не менее 1,5 мм. Варианты сквозного или сплошного сечения колонн приводятся на рис.21.

5.4.2. Стойки из одиночных профилей С-образного сечения рекомендуется использовать для каркаса перегородок и стен, а также для несущих элементов конструкции.

5.4.3. Соединение профилей между собой в составных колоннах, а также крепление соединительных пленок к профилям, выполняются с помощью самосверлящих самонарезающих винтов или болтов, шаг которых определяется расчетом на условную поперечную силу, принимаемую постоянной по всей длине колонны (см. п. 4.4.9.)

5.4.4. Колонны и стойки рекомендуется выполнять без поперечных стыков по длине.

5.4.5. Оголовок колонны рекомендуется выполнять из профилей швеллерного сечения ЛПЖ. Основание колонны рекомендуется зафиксировать между полками горизонтально расположенного профиля швеллерного сечения и в случае

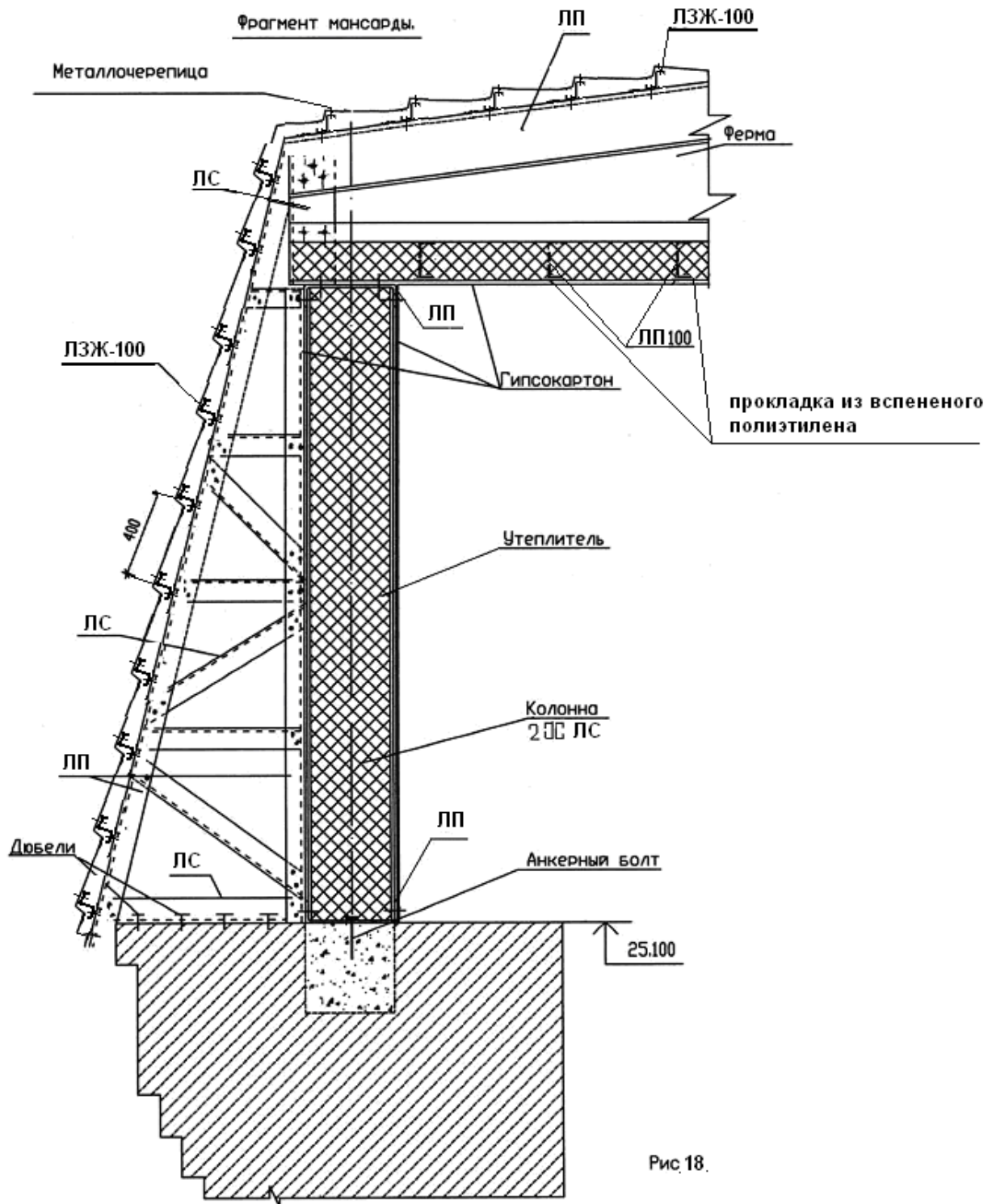


Рис 18.

Стропильные балки

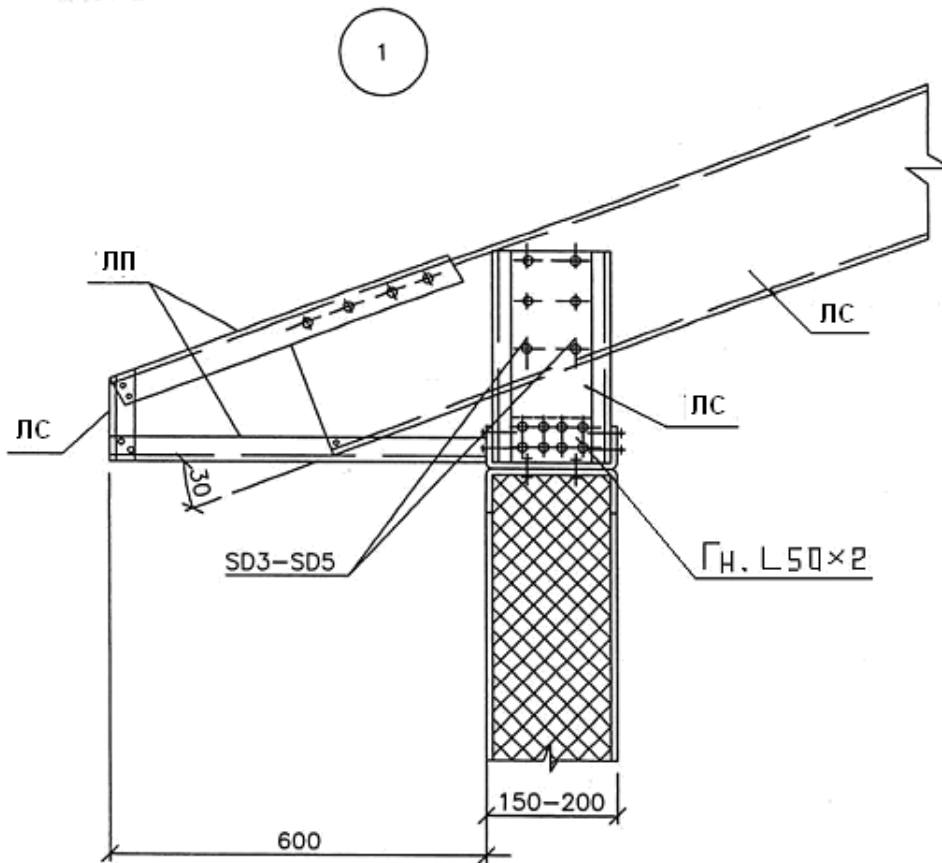
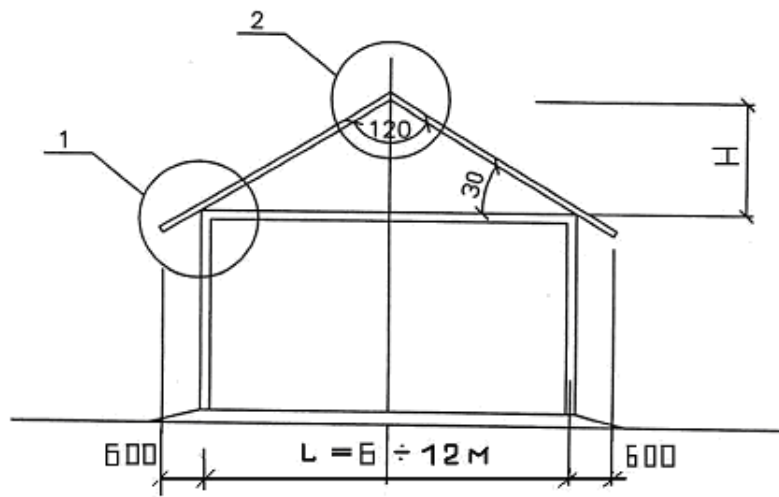


Рис. 19

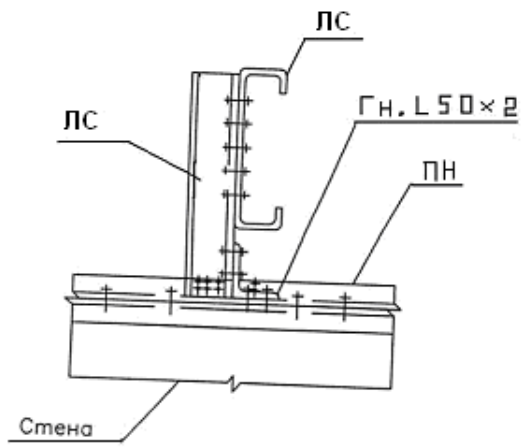


Рис. 20.

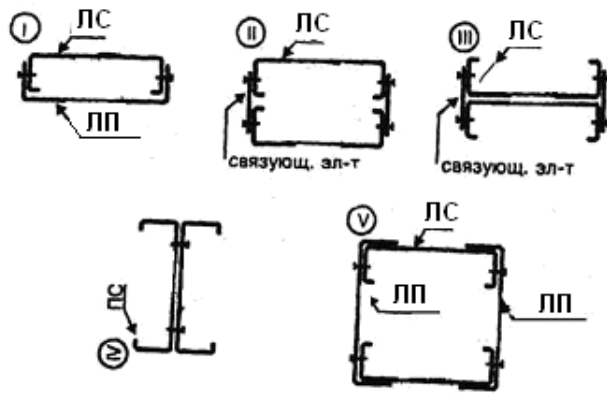


Рис. 21. Типы сечения колонн

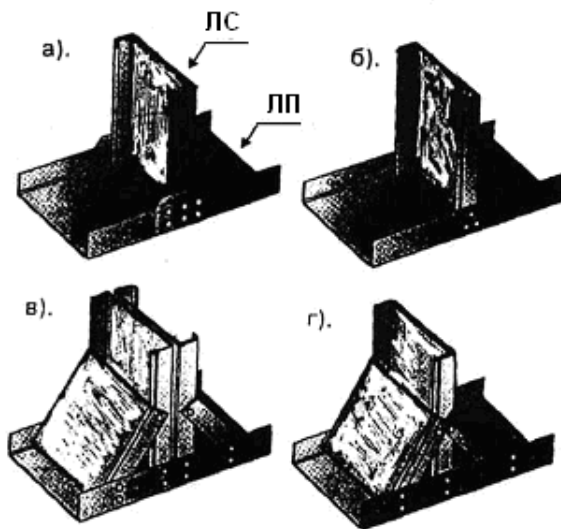
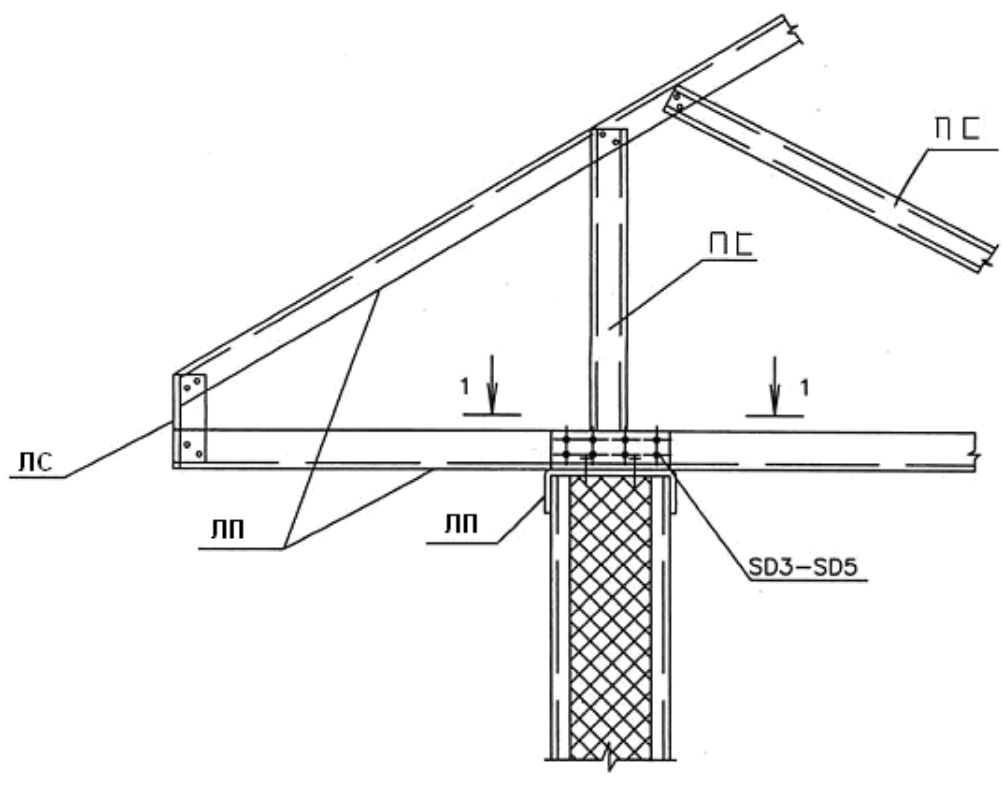


Рис. 22. Варианты базы колонн



1 - 1

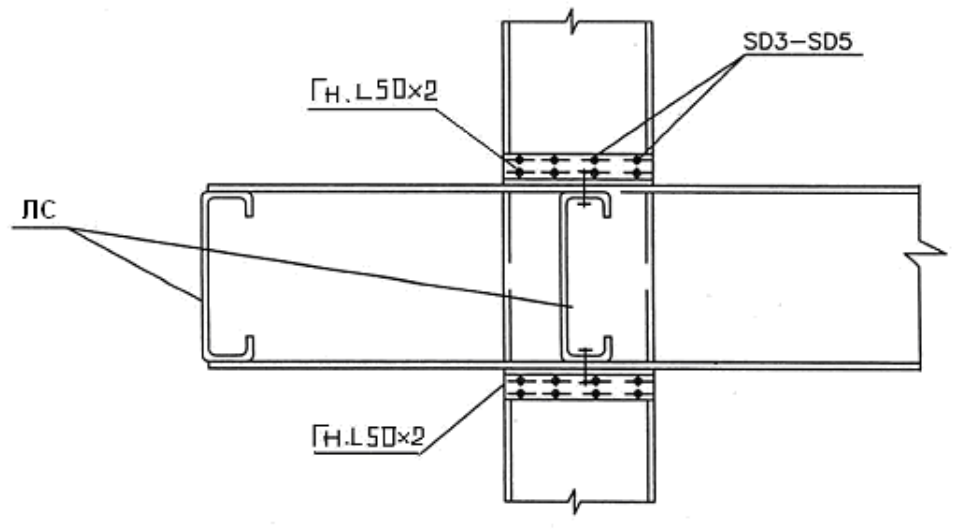
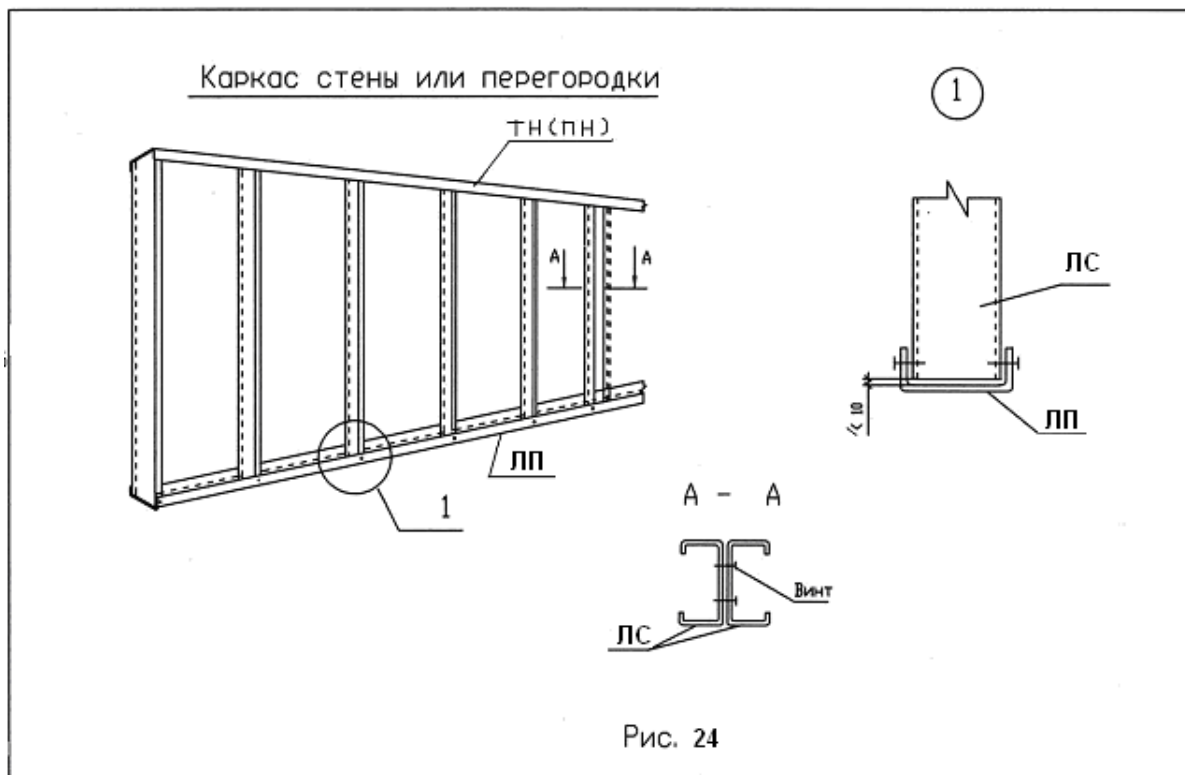


Рис.23.



необходимости установить подкосы из такого же профиля для повышения жесткости опорного узла (рис. 22).

5.4.6. Каркас стены или перегородки состоит из стоек, расположенных с шагом 600 мм., и горизонтальных поясов из профилей ЛП(Ж). (рис.24). Конструкции стен, покрытия и перекрытия приводятся в приложении 2.

5.5. Опирание стропильных конструкций на несущие стены

5.5.1. Опирание балок или ферм на стены со стальным каркасом из гнутых профилей осуществляется через направляющие из гнутого швеллера [высотой 150-250 мм, расположенного по верху продольных стен (рис.23).

5.5.2. Опирание балок или ферм на кирпичные или бетонные стены, осуществляется с помощью анкерных болтов диаметром не менее 16 мм., заделанных в стену не менее , чем на 200 мм. (рис. 25).

5.6. Узловые соединения

5.6.1. Крепление опорных профилей к направляющим выполняется с помощью самонарезающих винтов, количество которых и диаметр определяются по проекту.

5.6.2. В узлах соединения двух отпавочных половин двускатных ферм или балок перед монтажом необходимо установить расчетное количество самонарезающих винтов.

5.6.3. для выполнения прохода через треугольные фермы средняя стойка удаляется и заменяется раскосной системой с перемычкой (рис. 26). Общее количество винтов, установленных в коньковом узле этой фермы, должно соответствовать расчету аналогичной треугольной фермы со средней стойкой.

5.6.4. В рамных каркасах узлы соединения ригеля со стойками выполняются с помощью фасонки из оцинкованной стали толщиной

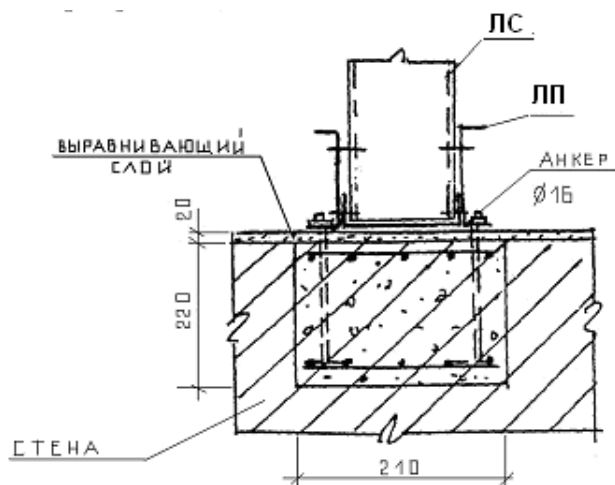


Рис. 25 . Опираение фермы на кирпичную стену

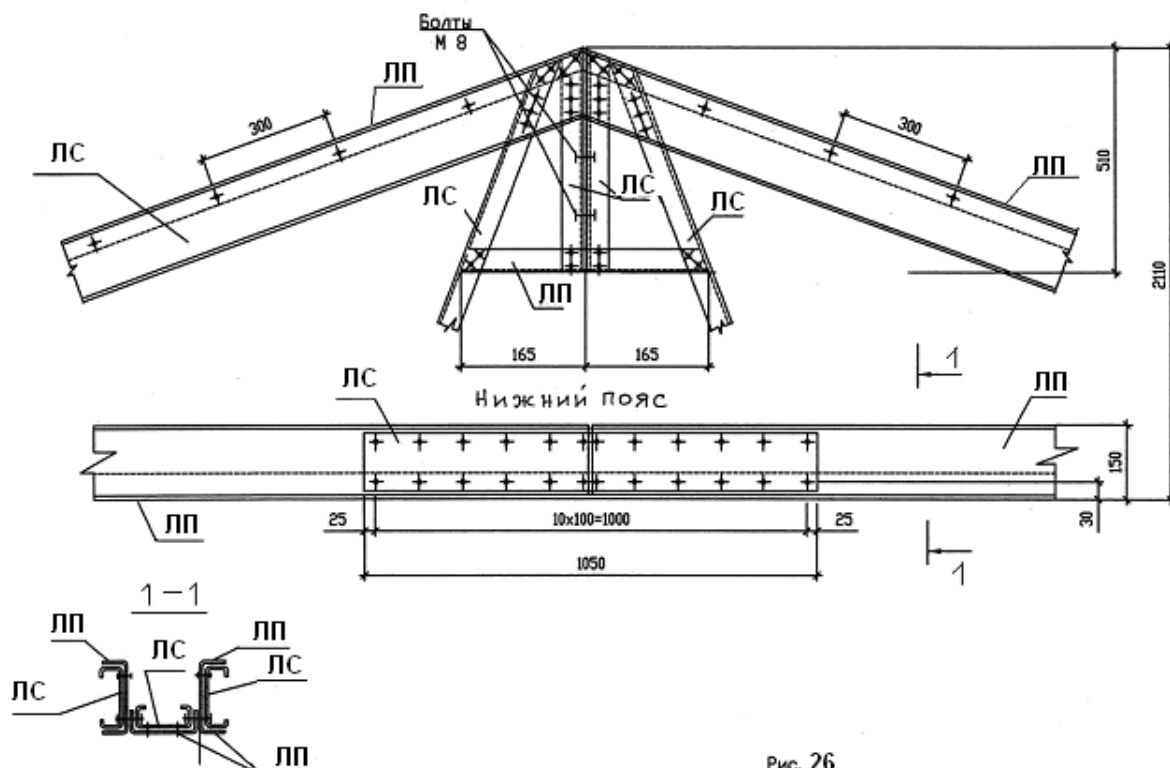


Рис. 26

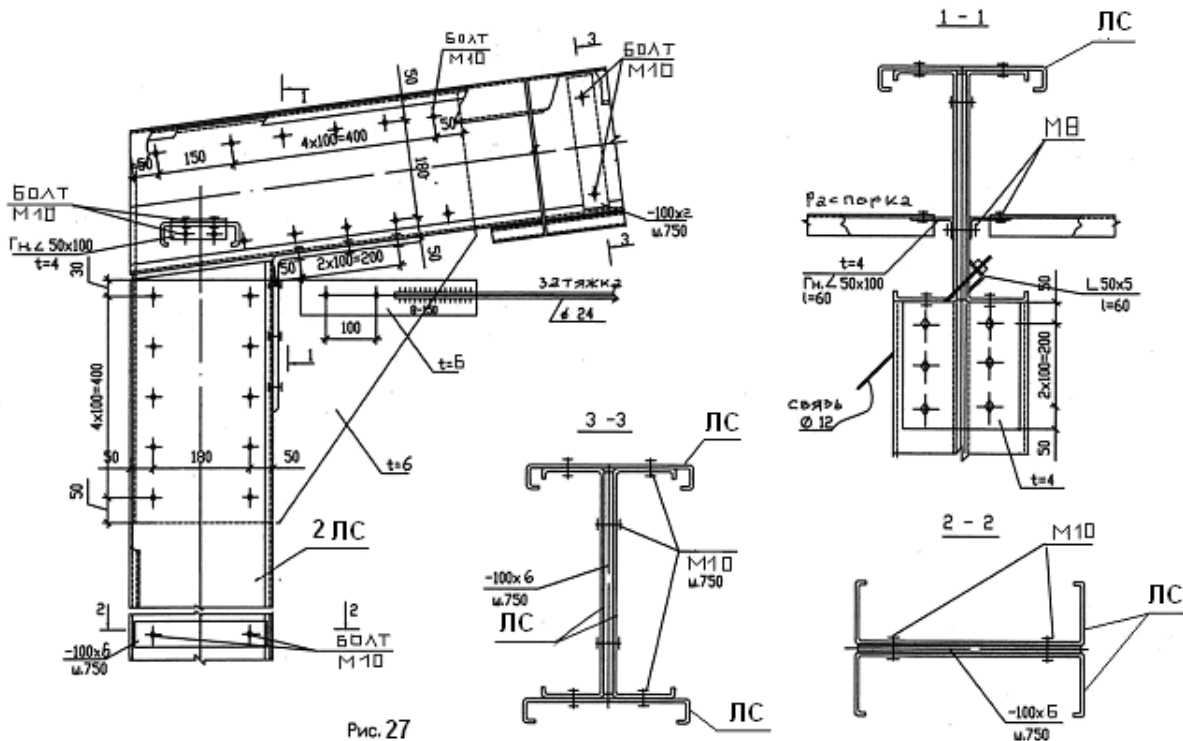


Рис. 27

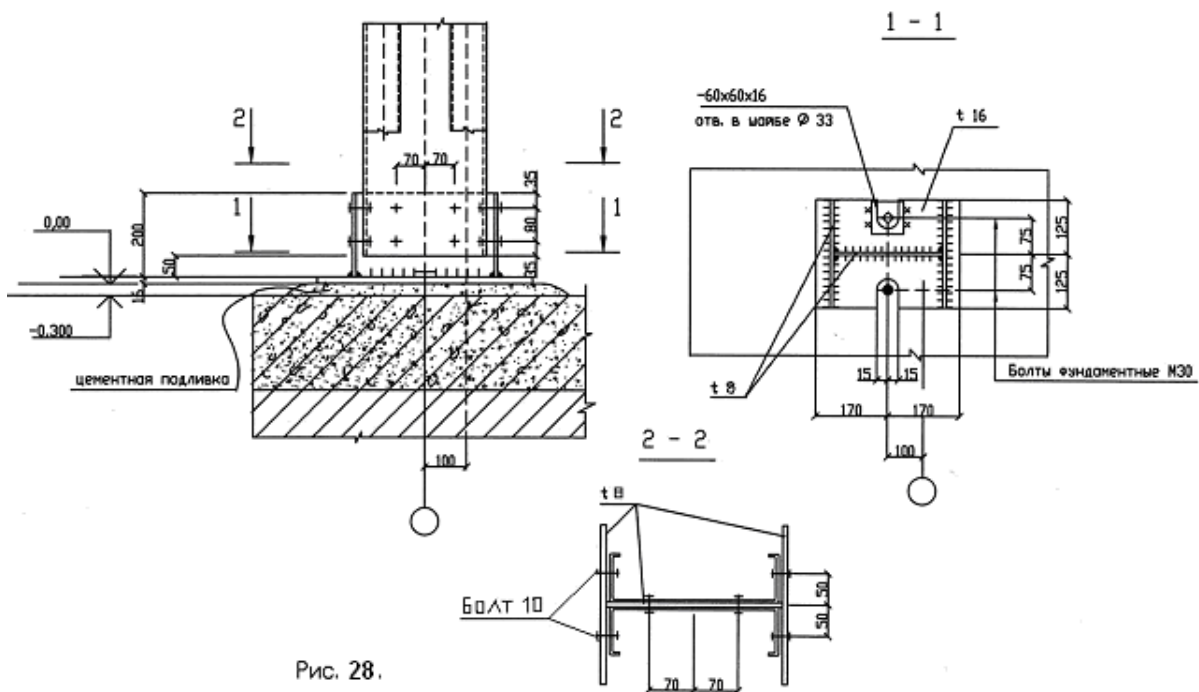


Рис. 28.

6. СВЯЗИ И ПРОСТРАНСТВЕННАЯ ЖЕСТКОСТЬ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ ПРОФИЛЕЙ

6.1. Поперечные горизонтальные связи располагаются в двух крайних шагах стропильных ферм в уровне нижних поясов в зданиях длиной не более 72м. При длине здания более 72м между

крайними поперечными связями равномерно располагаются промежуточные поперечные горизонтальные связи.

6.2. Продольные горизонтальные связи в зданиях с числом пролетов не более трех располагаются вдоль крайних рядов колонн, в зданиях с числом пролетов более трех – также вдоль средних рядов колонн, причем расстояние между смежными рядами связей не должно превышать двух пролетов.

6.3. Поперечные и продольные связевые фермы по нижним поясам стропильных ферм устанавливаются при опирании фахверковых стоек стен в уровне нижних поясов стропильных ферм..

6.4. Ширина поперечных связевых ферм принимается равной 2,4м. Ширина продольных связевых ферм принимается кратной длине панели нижних поясов стропильных ферм, но не более 3м.

6.5. Связи выполняются из профилей, которые крепятся стенкой к нижним поясам ферм самонарезающими винтами .

6.6. Крепления связей рассчитываются на следующие горизонтальные нагрузки:

- ветровые;
- монтажные, в том числе при крупноблочном монтаже;
- местные, вызывающие взаимный сдвиг ферм в своей плоскости;
- сейсмические.

6.7. Горизонтальные нагрузки, действующие в плоскости связевых ферм в продольном или поперечном направлении, распределяются между параллельными связевыми фермами равномерно.

6.8. Пространственная жесткость или совместная работа несущих конструкций в зданиях со свободными торцами и продольными связевыми фермами учитывается при сосредоточенной или неравномерной горизонтальной нагрузке в поперечном направлении.

6.9. В зданиях с вертикальными поперечными связями или жесткими диафрагмами, расположенными не более, чем через 72м, совместная работа конструкций, связанных продольными связями, учитывается при сосредоточенной или равномерно распределенной нагрузке (рис.29).

6.10. Перемещение стропильной фермы в своей плоскости в середине здания, отвечающее требованиям п.6.9 при ветровой нагрузке на его продольную стену, можно определить с учетом пространственной жесткости по формуле:

$$f = \frac{Q}{k} \beta_m$$

где k – параметр единичной жесткости поперечной рамы (состоящей из стропильной фермы и стоек, на которые она опирается), равный горизонтальной силе на уровне верха стойки, вызывающей ее единичное смещение по направлению этой силы;

Q – сила, приложенная к каждой поперечной раме на уровне верха стоек, от ветровой нагрузки;

β_m – коэффициент, определяемый по табл. 9, в зависимости от количества поперечных рам и

соотношения $\frac{C}{k}$;

$$C = \frac{F_p E a^2}{d^3}$$

- параметр жесткости продольной раскосной связевой фермы;

F_p и d – площадь поперечного сечения и длина раскоса - связи;

a – шаг поперечных рам.

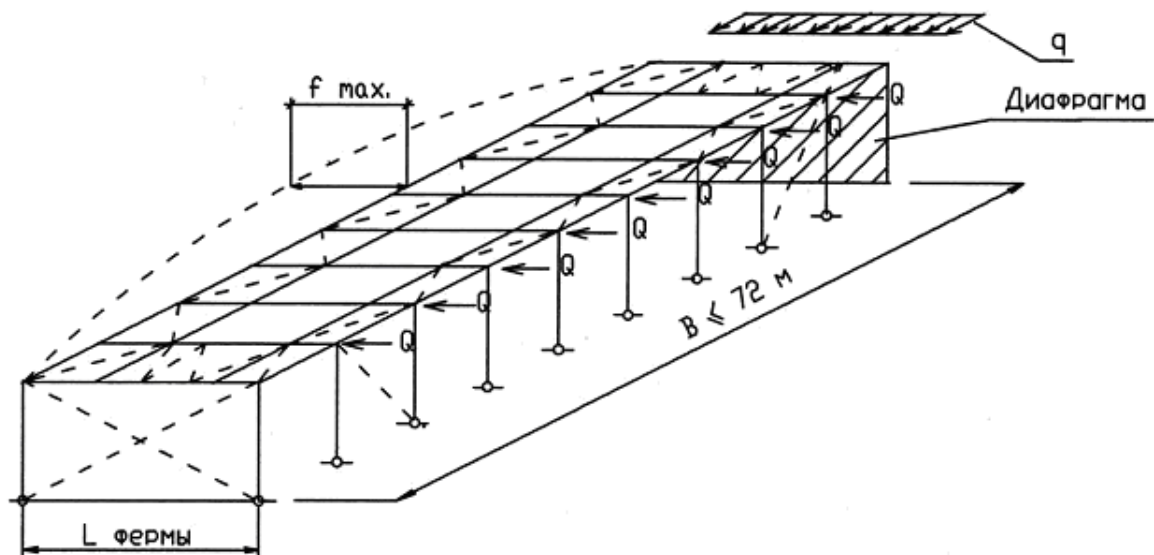


Рис. 29. Пространственная расчетная схема каркаса при ветровой нагрузке.

Табл. 9

Коэффициент β_m при числе рам						
$\frac{C}{k}$	3	5	7	9	11	13
1	0,33	0,714	0,889	0,958	0,984	0,99
2	0,200	0,530	0,754	0,875	0,937	0,96
3	0,143	0,420	0,651	0,799	0,885	0,93
4	0,112	0,348	0,570	0,730	0,833	0,89
5	0,091	0,296	0,506	0,670	0,785	0,861
6	0,076	0,257	0,455	0,619	0,740	0,825
7	0,067	0,225	0,409	0,571	0,69	0,788
8	0,057	0,199	0,369	0,528	0,655	0,752
9	0,052	0,184	0,347	0,499	0,630	0,729
10	0,048	0,172	0,326	0,477	0,606	0,706

6.11. Взаимное горизонтальное смещение смежных стропильных ферм в своей плоскости от ветровых нагрузок не должно превышать 10мм.

6.12. Горизонтальные связевые фермы рекомендуется выполнять с крестовой решеткой, в которой раскосы воспринимают только растягивающие усилия.

6.13. При определении усилий в элементах связей обжатие поясов ферм или стоек (колонн) допускается не учитывать.

Прогиб продольных и поперечных связевых ферм от горизонтальных нагрузок в пространственной системе конструкций из профилей рекомендуется определять с помощью стандартных программ типа РАСК, МАРС, ЛИРА и др., допуская, что эти фермы имеют бесконечно жесткие пояса и деформируемую раскосную решетку.

6.14. Устойчивость балок и прогонов из профилей может быть обеспечена из плоскости с помощью крестовых связей из стальных полос толщиной 0,9мм, закрепленных с шагом не более 1,5м к полкам профилей с помощью саморезов (рис.30).

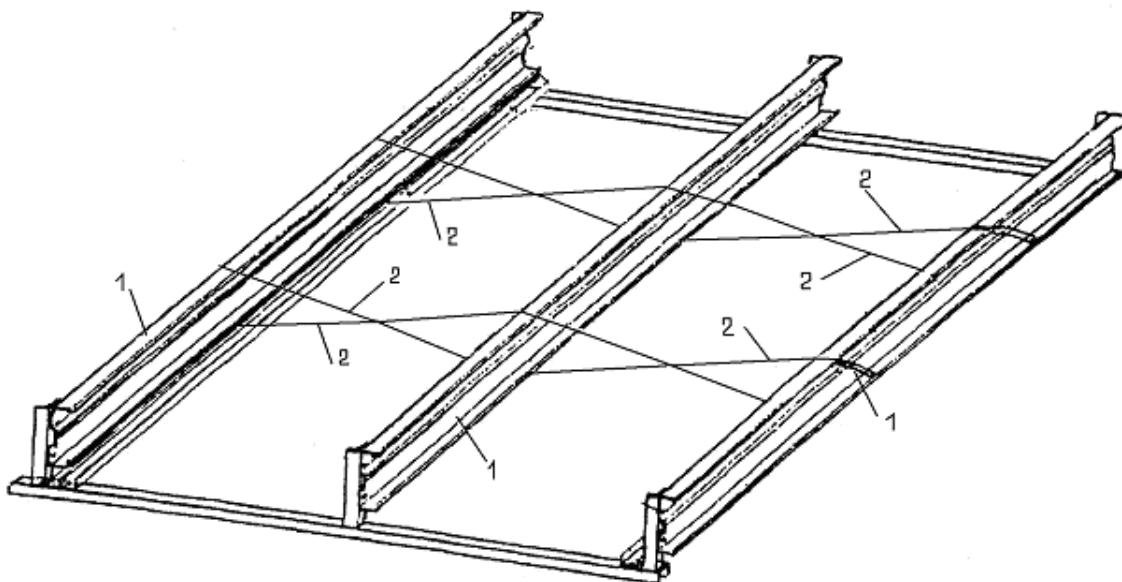


Рис. 30 . Система крестовых связей для прогонов

1 – прогон;

2 – связь из стальной полосы шириной 30-50мм толщиной 0,8-1,2мм.

7. ОСНОВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ К ИЗГОТОВЛЕНИЮ ТРАНСПОРТИРОВАНИЮ И МОНТАЖУ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ ПРОФИЛЕЙ

7.1 Изготовление профилей и элементов конструкции

7.1.1. Изготовление профилей производится на технологическом оборудовании, обеспечивающем непрерывную прокатку профилей и их резку на мерные длины в ручном или автоматическом режиме.

7.1.2. Резка и сборка профилей производится с помощью разнообразных приспособлений и инструментов (гильотинные и электрические ножницы, дисковые пилы, просекатели, электрические дрели и шуруповерты и т.п.).

Применять при этом автогенную резку или сварку не допускается.

7.1.3. Соединения профилей между собой в конструкциях выполняются с помощью самосверлящих самонарезающих винтов. Качество винтов должно отвечать требованиям DIN 7504 и подтверждаться сертификатом.

7.1.4. В случае отказа при установке самосверлящего винта он может быть заменен на самосверлящий самонарезающий винт большего диаметра с пресс-шайбой.

7.1.5. Зазор между поверхностью присоединяемого элемента и пресс-шайбой самонарезающего винта после его установки не допускается.

Завинчивание саморезов производится только после обжатия соединяемых граней профилей с

помощью специальных струбцин.

7.1.6. Минимальный крутящий момент устанавливается на шуруповерте в зависимости от диаметра винта и принимается от 4,5 до 14Нм для винтов диаметром от 4,2 до 6,3мм.

7.1.7 Винт должен устанавливаться строго перпендикулярно соединяемым граням и выходить из скрепленного пакета не менее, чем на два шага винтовой резьбы.

7.1.8. При соединении элементов из стали разной толщины с помощью самосверлящих винтов рекомендуется винт устанавливать со стороны более тонкого элемента.

7.1.9. В процессе изготовления конструкций из профилей необходимо осуществлять три вида контроля качества:

1. Рабочий контроль в процессе сборки включает:

- проверку количества установленных саморезов в соответствии с проектом;
- подбор вращающего момента на шуруповертах для установки самореза без зазора;
- визуальный контроль соединений для выявления брака при установке винтов;
- разметку мест расположения саморезов с помощью маркера или мягкого карандаша.

Контроль сборки мастером включает:

- проверку паспорта или сертификата на самосверлящие винты на их соответствие требованиям проекта;
- контроль процесса разметки;
- оформление паспорта изделия на особо ответственные узлы конструкций после окончания сборки;

Контроль ОТК включает:

- визуальный контроль соответствия конструкции проекту;
- контроль качества установки и количества всех самосверлящих винтов в каждом расчетном соединении;
- контроль линейных и угловых размеров конструкции;
- выборочный контроль завинченности саморезов с помощью ручной тарированной отвертки;
- выборочный контроль дефектов профилей (вмятин, надрывов, нарушений защитного покрытия и др.).

7.1.10. Конструкции рекомендуется изготавливать на сборочном столе или стенде в заводских условиях или на месте строительства. Сборочный стол состоит из отдельных деревянных щитов, уложенных на ровную твердую площадку или раму. На внешнюю поверхность стола наносится разметка в виде геометрической схемы металлоконструкций, по которой осуществляется поэлементная раскладка и соединение отдельных элементов в единый укрупненный блок с помощью самосверлящих винтов.

Вместо сборочного стола можно использовать сборно-разборный стенд рамной конструкции из профилей. (рис. 31).

Количество сборочных столов или стендов зависит от производственных мощностей, выбранной технологии по изготовлению и монтажу каркаса здания, объемов выполняемых работ.

7.2. Транспортирование профилей и конструкций

7.2.1. Профили транспортируются в пакетах любым видом транспорта в соответствии с правилами перевозок, действующими на данном виде транспорта. Масса пакета не должна превышать 0,5т, длина – не более 12,5м.

7.2.2. При крупноблочной сборке каркаса конструкции из профилей могут транспортироваться укрупненными блоками заводского изготовления. Упаковка таких блоков должна обеспечивать их доставку без дефектов, не допускаемых по утвержденным техническим условиям.

7.2.3. При погрузке и разгрузке пакетов профилей или укрупненных блоков и конструкций запрещается использовать стальные захваты и рекомендуется использовать вместо них обрезиненные тросы, транспортерные ленты или специальную технологическую оснастку из дерева.

7.3. Монтаж конструкций из профилей

7.3.1. Вертикальность боковых граней, колонн, стоек и других элементов, для которых установлены предельные отклонения от вертикальной оси, определяют при помощи

металлической измерительной линейки и отвеса, а также металлическим поверочным угольником под 90° , установленным под прямым углом к боковой грани элемента и торцевой плоскости смежного элемента (рис. 32).

Если в проекте отсутствуют особые требования, то это отклонение не должно превышать 0,01 от проверяемого размера.

7.3.2. Более точное определение угла наклона колонны относительно вертикали осуществляют с помощью теодолита.

7.3.3. При монтаже каркаса стен крупными блоками необходимо не допускать их ромбовидности или трапециевидной формы, проверяя разность длины диагоналей с помощью рулетки.

7.3.4. Монтаж конструкций из профилей рекомендуется выполнять согласно СНиП 3.03.01-87 (несущие и ограждающие) и Рекомендаций по монтажу стальных строительных конструкций (к СНиП 3.03.01-87) МДС53-1.2001.

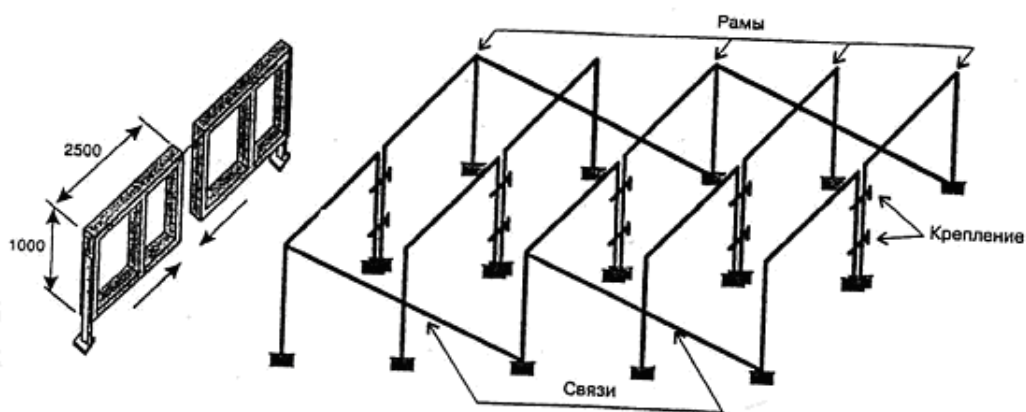


Рис. 31 Схема каркаса сборно-разборного стенда

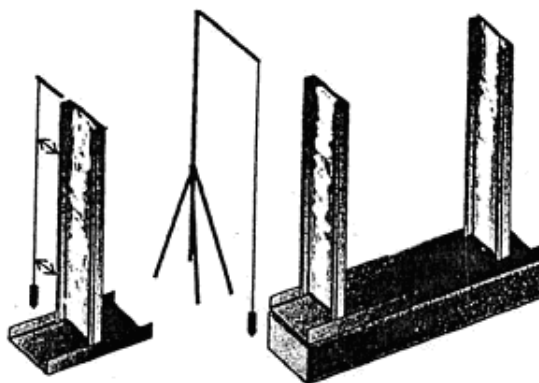


Рис. 32 Способы выверки колонн и стоек

8. Коррозионная стойкость конструкций

8.1. Эксплуатация конструкций из оцинкованных гнутых профилей не требует их защиты от коррозии в течении не менее 25 лет, если соблюдаются условия их применения (см. п.1.5.) и требования к материалам (см. п. 2.1).

8.2. Метизы крепления (самонарезающие винты, болты, заклепки) должны иметь коррозионностойкое покрытие из кадмия, цинка или других аналогичных материалов.

8.3. Кровельное покрытие и внутренняя облицовка должны выполняться из долговечных и

водостойких материалов, не допускающих протечек.

8.4. В покрытиях должны быть предусмотрены мероприятия, не допускающие образование конденсата на поверхности профилей. При этом особое внимание следует обратить на выполнение пароизоляции, гидроизоляции и теплоизоляции, исключающей образование «мостиков холода».

8.5. Применение составных элементов замкнутого сечения из профилей не рекомендуется.

8.6. Сварка и газовая резка профилей не допускаются.

8.7. Для повышения коррозионной стойкости конструкций профили рекомендуется изготавливать из оцинкованной окрашенной стали группы по ГОСТ 14918 с эффективным лакокрасочными покрытиями по ГОСТ Р 52146.

9. Огнестойкость конструкций

9.1. Для повышения огнестойкости конструкций из профилей рекомендуется использовать облицовку из гипсокартонных листов толщиной 12,5мм по ГОСТ 6266 или окрашивание специальными красками.

9.2. Рекомендуется также применение гипсокартонных листов повышенной огнестойкости для облицовки стен и перекрытий на лестничных клетках, тамбурах, кухнях и др.

9.3. Окраска профилей составом «Джокер» обеспечивает предел огнестойкости не менее 1 часа.

9.4. Утеплитель должен выполняться из негорючих материалов.

9.5. Предел огнестойкости стеновой конструкции с 2 листами ГКЛЮ (лист огнестойкий) обшивки с каждой стороны составляет E1 75.

9.6. Предел огнестойкости перегородок с 2 листами 13мм ГКЛ и 1 листом 15мм ГКЛЮ (лист огнестойкий) обшивки с каждой стороны установлен E1 60.

9.7. Предел огнестойкости межквартирных несущих стен с 1 листом 15мм ГКЛЮ (лист огнестойкий) обшивки с каждой стороны установлен RE1 60.

Приложение 1

Примеры расчета конструкций из профилей

Пример 1. Расчет треугольной фермы пролетом 15м на снеговую нагрузку. Высота фермы в середине пролета – 3,0м. (рис. 3).

Шаг ферм – $a_1 = 1,2$ м. Снеговая нагрузка принята для IV района по Изменениям №2 СНиП 2.01.07-85 «Нагрузки и воздействия».

Расчетная снеговая нагрузка на ферму равна

$$q_1 = 1,25 S_q \mu \quad a_1 = 1,25 \cdot 240 \cdot 4,0 = 1200 \text{ кгс/м}$$

$$q_2 = 0,75 \cdot q_1 = 0,75 \cdot 1200 = 900 \text{ кгс/м ; где}$$

$S_q = 240 \text{ кгс/м}^2$ – для IV снегового района;

$\mu = 1$ – для фермы с углом наклона верхнего пояса $\alpha = 21^\circ$

Расчет фермы на эквивалентные снеговой узловые нагрузки выполнен по программе Scad.(табл. 10).

1.1. Подбор сечения верхнего пояса фермы выполнен для кровельного покрытия: в виде металлочерепицы по обрешетке из профилей ЛЗЖ100-1.5, расположенных через 400мм. (рис.36).

Прогиб элемента обрешетки, работающего по многопролетной схеме с пролетом 4,0м., равен $f_1 = 0,0063 \cdot q_n \cdot a_1^4 / E \cdot I_x = 0,0063 \cdot 0,84 \cdot 400^4 / 2,1 \cdot 10^6 \cdot 56,9 = 1,13 \text{ см.} < 1 / 150 \cdot l = 2,0 \text{ см.}$, где

$$q_{н} = 1,25 \cdot 240 \cdot 0,7 \cdot 0,4 = 84 \text{ кгс/м.}$$

$$I_x = 56,9 \text{ см}^4 \text{ для ЛЗЖ 100-1,5 (табл. 2);}$$

Сосредоточенная нагрузка на верхний пояс фермы от элемента обрешетка равна

$$P = 1,25 \cdot 240 \cdot 0,4 \cdot 4,0 = 480 \text{ кгс}$$

Расчетная схема усилий на сжатоизогнутый верхний пояс между узлами фермы представлен на (рис.28б).

Изгибающий момент в поясе от сил P с учетом его неразрезности равен

$$M = 0,25P \cdot l = 0,25 \cdot 480 \cdot 1,23 = 147,6 \text{ кгм.}; \text{ где}$$

$l = 1,23 \text{ м.}$ - расстояние между узлами верхнего пояса.

Принимаем верхний пояс из двух профилей ЛСЖ-250-2,0(рис.37).

Проверяем максимальное напряжение в этом поясе по формуле

$$\sigma = N/F_c \cdot \gamma_c + M/0,8 \cdot W_{\min} \leq R_y \text{ где}$$

$$N = -17800 \text{ кгс (табл.10).}$$

$$M = 93000 \text{ кгсм}$$

$$\gamma_c = 0,75$$

$$F_c = 2 \cdot 9,6 \text{ см}^2 = 19,2 \text{ см}^2 - \text{ по (табл. 2).}$$

$$W_y = 2 \cdot 74,0 = 148 \text{ см}^3.$$

$$\sigma = 17800/0,75 \cdot 19,2 + 93000/0,8 \cdot 148 = 2014 \leq R_y$$

Проверяем устойчивость при внецентренном сжатии ветвь верхнего пояса

$$\lambda = (123/9,61) \cdot \sqrt{(2550/2,1 \cdot 10^6)} = 0,45 \Rightarrow m = (93000/17800) \cdot 9,6/74 = 0,678 \Rightarrow$$

$$\eta = (1,9 - 0,1 \cdot 0,687) - 0,02 \cdot (6 - 0,687) \cdot 0,45 = 1,78 \Rightarrow m_{ef} = 1,78 \cdot 0,678 = 1,22 \Rightarrow$$

$$\phi_y = 0,67 \Rightarrow N/(\phi_y \cdot A_c) = (17800/2) \cdot (0,67 \cdot 9,6) = 1383 \text{ кг/см}^2$$

Сечение верхнего пояса из двух профилей ЛПЖ250-2,0 проходит.

1.2. Нижний растянутый пояс.

$$F_{c \text{ тр}} = N/(\gamma_c \cdot R_y) = 16600/(0,75 \cdot 2550) = 8,68 \text{ см}^2 \Rightarrow \text{назначаем 2 ЛСЖ150-1.5 } F_c = 2 \cdot 4,5 = 9,0 \text{ см}^2$$

1.3. Опорная стойка.

Расчет ведем как центрально-сжатого элемента. Назначаем 2ЛПЖ150-1.5

$$\lambda = (22/1,61) = 14 \Rightarrow \phi = 0,96$$

$$N/(\phi \cdot F_c \cdot \gamma_c) = 10400/(0,96 \cdot 7,14 \cdot 0,75) = 2023 < R_y$$

Сечение проходит.

1.4. Опорный раскос.

Расчет ведем как центрально-растянутого элемента. Назначаем 2ЛПЖ150-1.5

$$F_{c \text{ тр}} = N/(\gamma_c \cdot R_y) = 10900/(0,75 \cdot 2550) = 5,7 \text{ см}^2 \Rightarrow \text{назначаем 2 ЛПЖ150-1.5 } F_c = 2 \cdot 3,75 = 7,5 \text{ см}^2$$

1.5. Рядовой раскос

Расчет ведем как центрально-сжатого элемента. Назначаем 2ЛПЖ150-1.5

$$\lambda = (189/1,61) = 117 < 150 \Rightarrow \phi = 0,4$$

$$N/(\phi \cdot F_c \cdot \gamma_c) = 1170 / (0,4 \cdot 7,14 \cdot 0,75) = 546 < R_y$$

1.6. Центральные раскосы и стойки

Расчет ведем как центрально-сжатого элемента. Назначаем 2ЛСЖ150-1.5

$$\lambda = (262/2,57) = 102 < 150 \Rightarrow \phi = 0,49$$

$$N/(\phi \cdot F_c \cdot \gamma_c) = 3900 / (0,49 \cdot 9 \cdot 0,75) = 1180 < R_y$$

1.7. Количество винтов в узлах крепления элементов фермы между собой определяем согласно п. 4.4.5 по формуле

$$n > N / (0,8 \cdot N_{\min}),$$

где $N_{\min} = 337$ кгс – расчетное сопротивление для одновинтового соединения профилей из стали толщиной 1,5 мм на срез при диаметре винта 6,3 мм (табл. 4)

Например, для крепления профилей верхнего пояса к опорным стойкам фермы требуется

$$n > 10400 / (0,8 \cdot 337) = 38,6 \text{ винта, т.е. по 20 винтов для крепления каждой ветви верхнего пояса}$$

Пример 2.

Рассчитать стойку высотой $h = 6$ м. в составе наружной стены, поддерживающей фермы пролетом 12 м., расположенные с шагом 1,2 м. в здании в 1V снеговом и 1V ветровом районах.

На стойку действует осевая сила

$$N = 360 \cdot 6 \cdot 1,2 = 2592 \text{ кгс.}$$

и горизонтальная нагрузка от действия ветра (рис.33).

$$q_b = 1,4 \cdot 48 \cdot 1,2 = 81 \text{ кгс/м.}$$

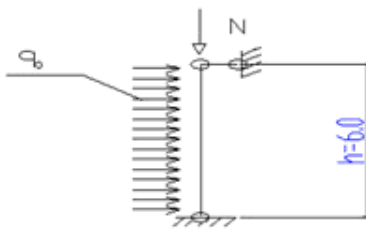


Рис. 33

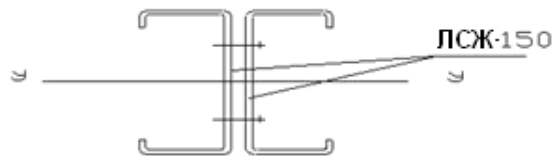


Рис. 34

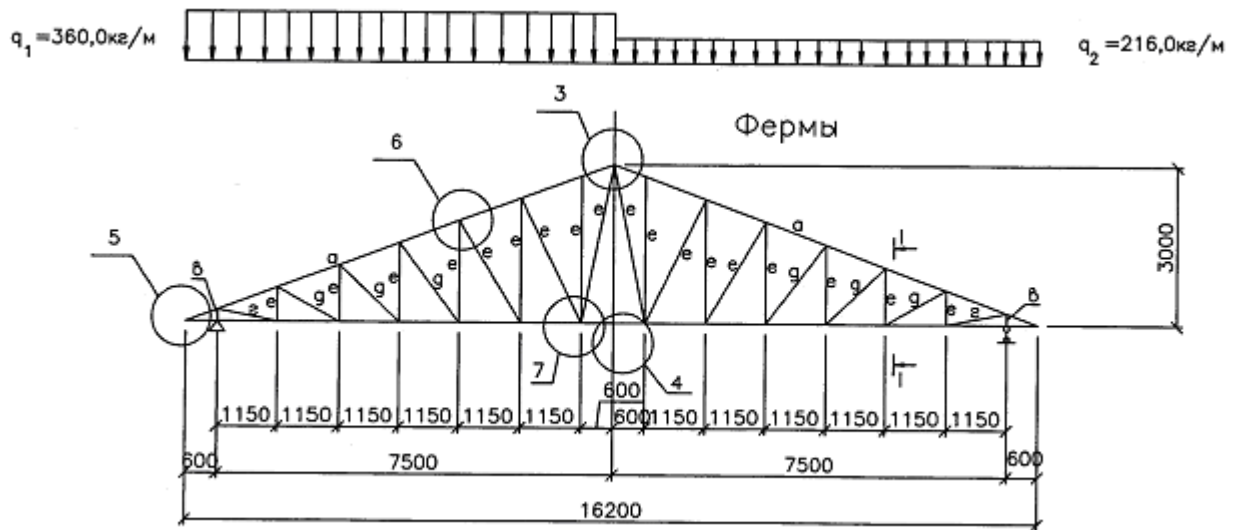


Рис. 35

Сечения элементов треугольной фермы

Таблица 10

Марка	Сечение		Опорные усилия			L, м эл-та	Примечание
	Эскиз	состав	M тс•м	N тс	Q тс		
а		2ЛСЖ250	0,93	17,82		1,23	t-2,0
б		2ЛСЖ150		16,6		1,15	t-1,5
в		2ЛПЖ150		10,4		0,22	t-1,5
г		2ЛПЖ150		10,9		1,17	t-1,5
д		2ЛПЖ150		-1,17 3,31		1,32- 1,89	t-1,5
е		2ЛСЖ150		-3,9 2,5		0,65- 3,06	t-1,5

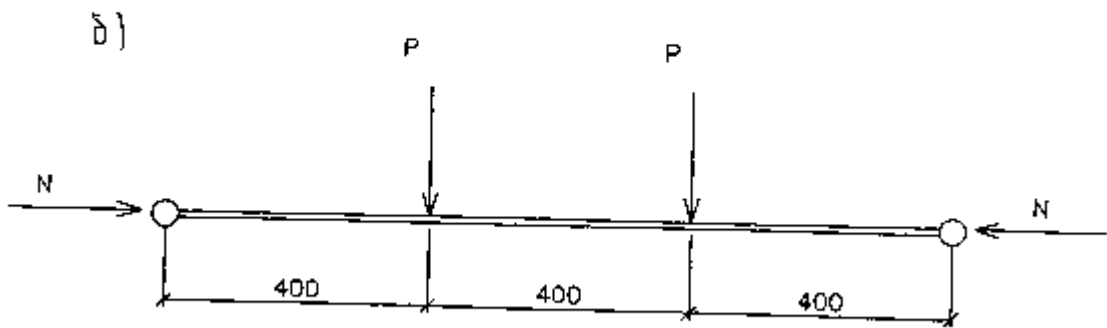
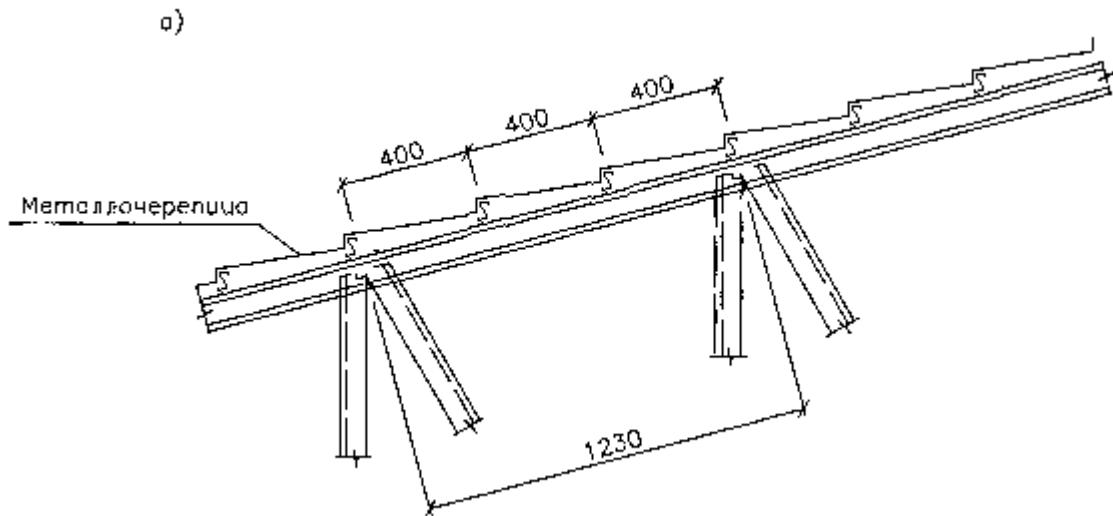


Рис. 36

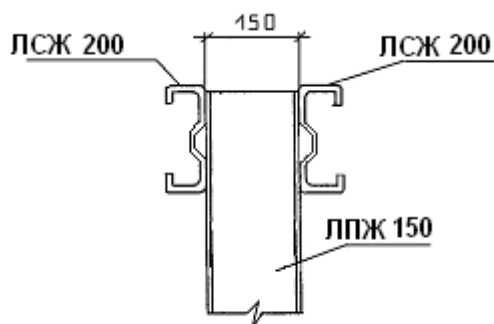


Рис. 37

Расчетный момент от ветровой нагрузки в стойке равен, допуская ее шарнирное опирание по концам,

$$M = qb \cdot h^2 / 8 = 81 \cdot 6^2 / 8 = 365 \text{ кгм.}$$

$$e = M / N = 365 / 2592 = 0,14 \text{ м.}$$

Принимаем сечение стойки из двух ЛСЖ-150-1,8, соединенных стенками (Рис. 34).

$$I_y = 2 \cdot 137,0 = 274 \text{ см}^4.$$

$$I_x = 2 \cdot F_c \cdot z_0^2 + 2 \cdot I_{x0} = 2 \cdot 5,4 \cdot 1,7^2 + 2 \cdot 19,2 = 31,2 + 38,4 = 69,6 \text{ см}^4$$

$$F_c = 2 \cdot 5,4 = 10,8 \text{ см}^2$$

$$r_x = \sqrt{I_x \cdot F_c} = \sqrt{69,6 \cdot 10,8} = 2,53 \text{ см}$$

$$r_y = \sqrt{I_y \cdot F_c} = \sqrt{274 \cdot 10,8} = 5,04 \text{ см}$$

$$m = e \cdot F_c / W_c = 14 \cdot 10,8 / 36,6 = 4,1; \text{ где}$$

$$W_c = I_y / 0,5 h = 274 / 7,5 = 36,6 \text{ см}^3$$

Выполняем расчет на устойчивость стойки согласно п. 5. 27 по СНиП 11-23-81*.

$$\lambda^- = \lambda \cdot \sqrt{R_y} / E = 119 \cdot \sqrt{2550} / 2,1 \cdot 10^6 = 4,15, \text{ где}$$

$$\lambda_y = l / r_y = 600 / 5,04 = 119.$$

Относительный эксцентриситет равен,

$$m_{ef} = \eta \cdot m = 1,27 \cdot 4,1 = 5,2$$

$$\text{где } \eta = (1,75 - 0,1 m) - 0,02 (5 - m) \cdot \lambda^- = (1,75 - 0,1 \cdot 4,1) - 0,02 \cdot (5 - 4,1) \cdot 4,15 = 1,27;$$

По таблице 74 СНиП 11-23-81*

$$\phi_e = 0,15;$$

Проверяем устойчивость стойки

$$N / \phi_e \cdot F_c = 2592 / 0,15 \cdot 10,8 = 1600 < R_y \cdot \gamma_c = 2550 \cdot 0,75 = 1912 \text{ кгс / см}^2;$$

Устойчивость стойки в плоскости поперечного изгиба обеспечена.

Гибкость стойки из плоскости

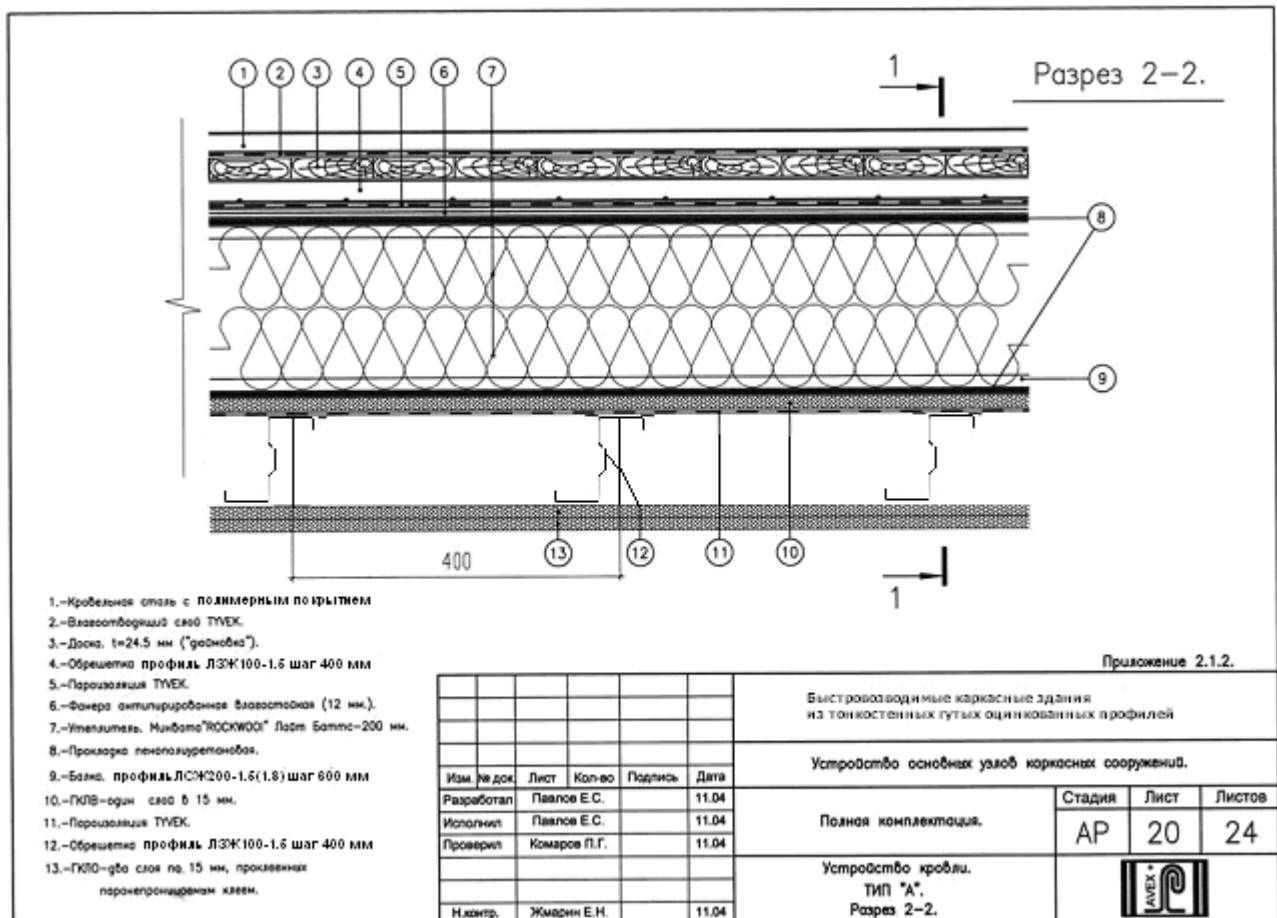
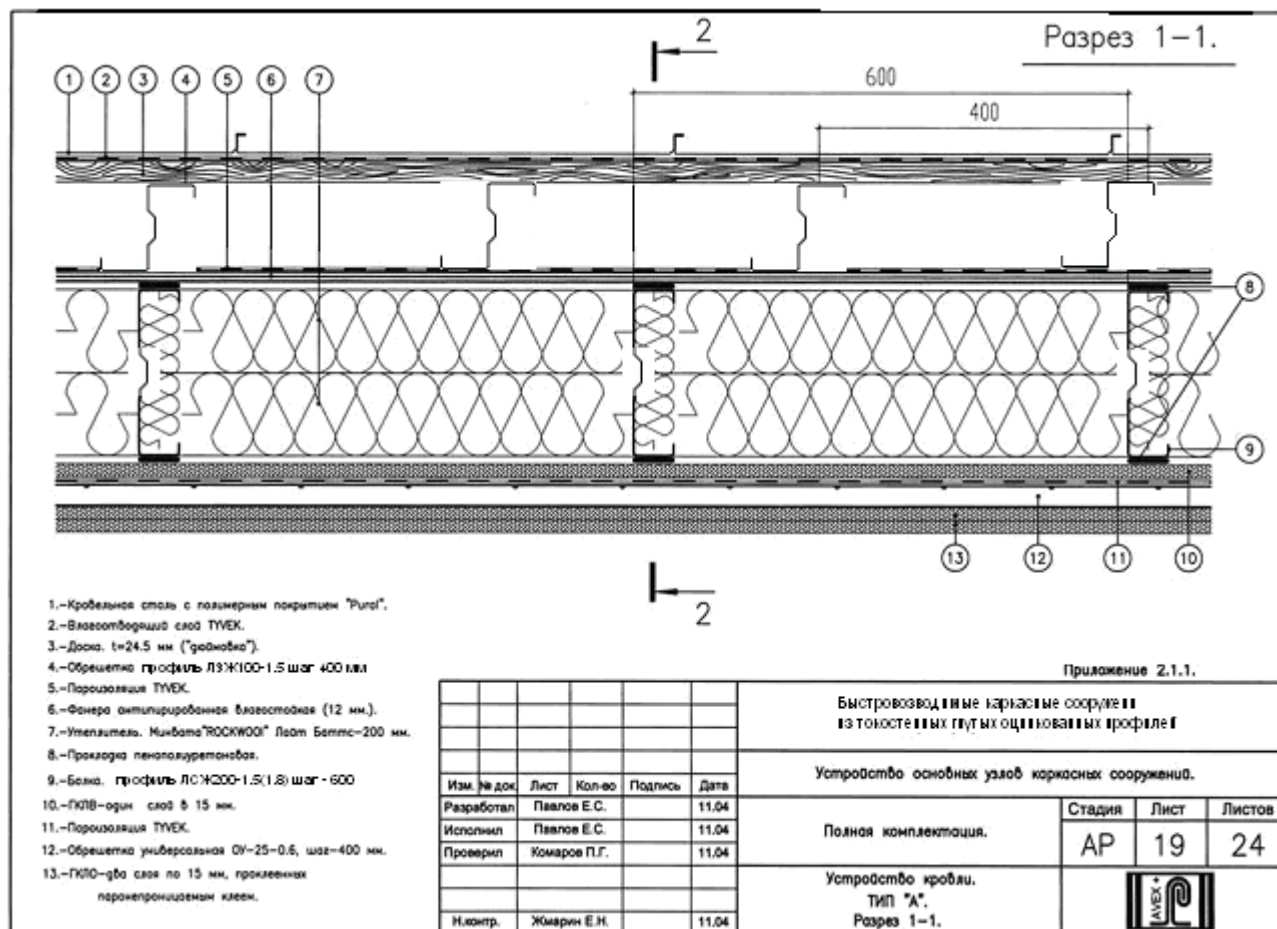
$$\lambda_y = l / r_x = 600 / 2,53 = 237 > 150$$

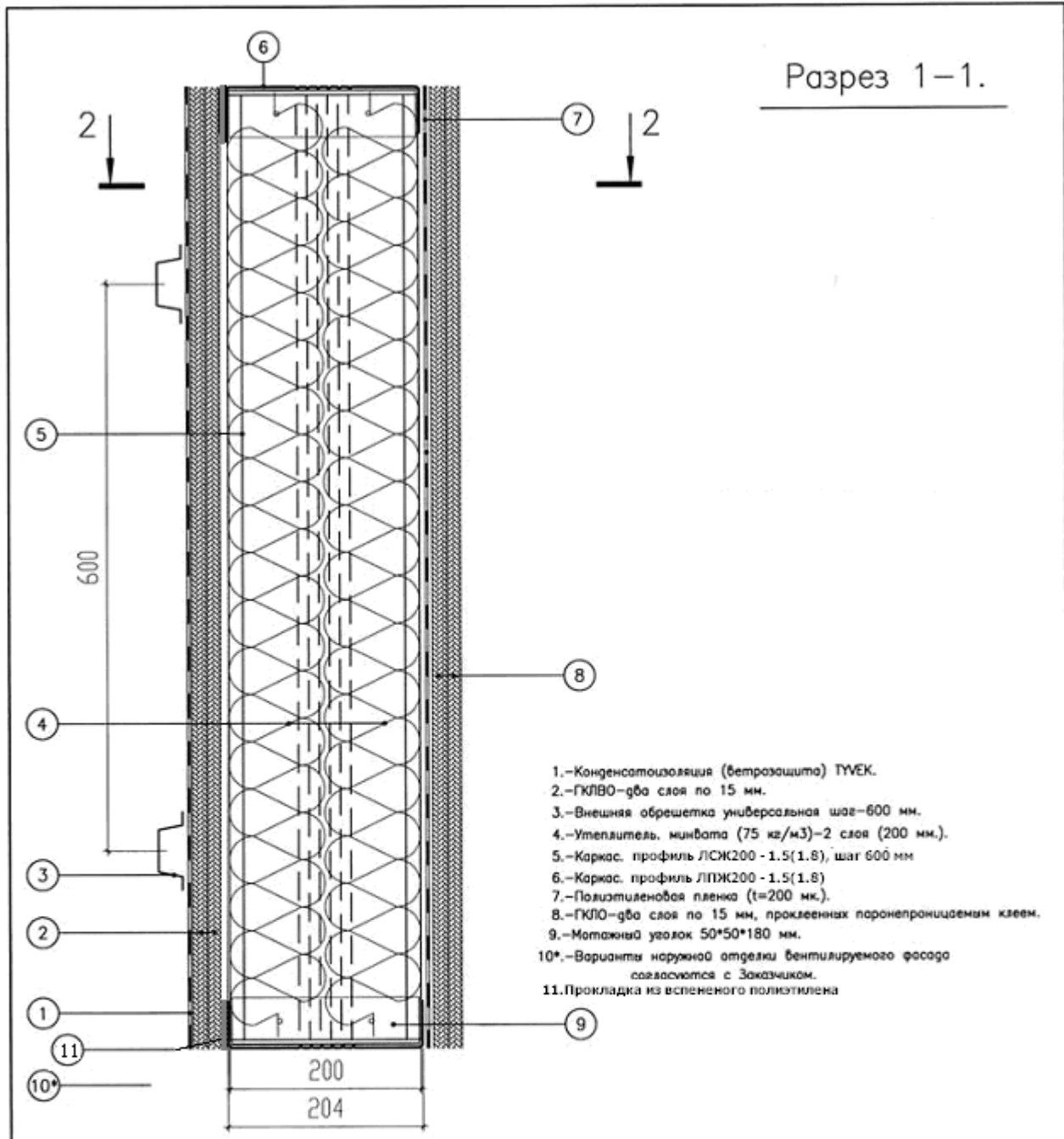
Устойчивость стойки из плоскости не обеспечена. В связи с этим необходимо снизить расчетную высоту стойки вдвое (с помощью распорки)

или надежно закрепить стеновую обшивку к полкам стойки.

ИСПОЛЬЗОВАННАЯ ЛИТЕРАТУРА

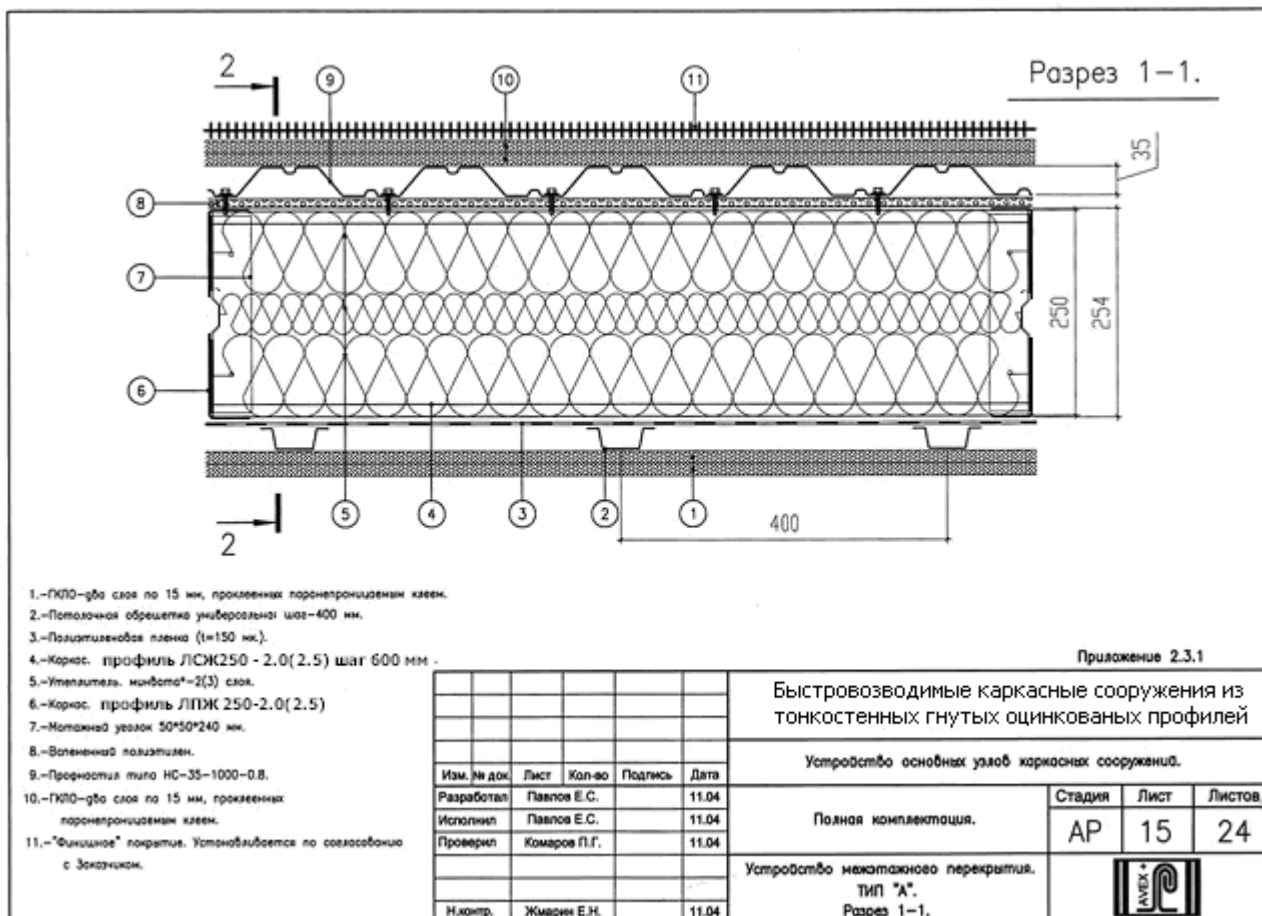
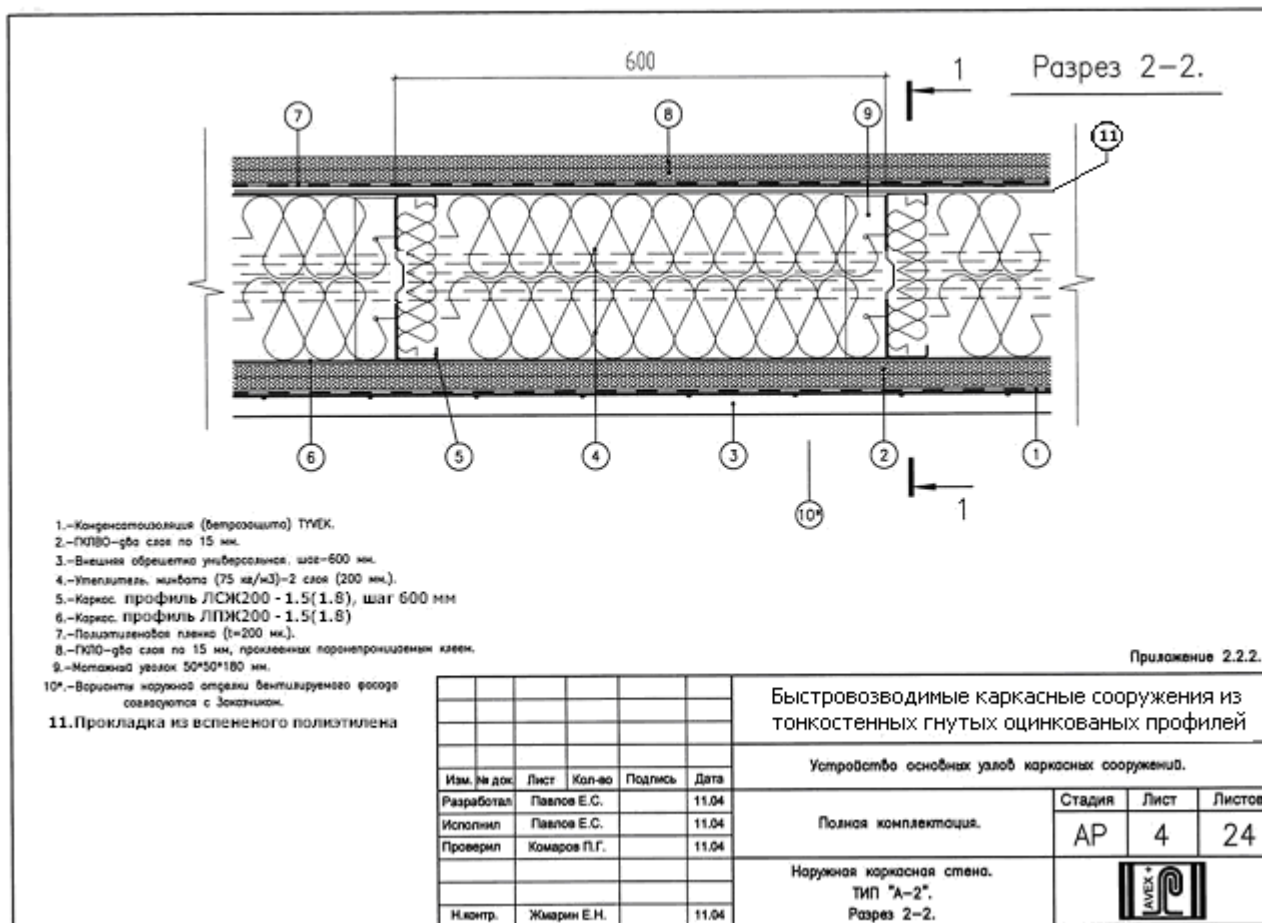
1. СНиП II-23-81*. Стальные конструкции. Нормы проектирования.
2. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия. (Дополнения. Раздел 10. Прогобы и перемещения).
3. СНиП 2.03. II -85. Защита строительных конструкций от коррозии.
4. СНиП 21-01-97*. Пожарная безопасность зданий и сооружений.
5. ГОСТ 14918-80*. Сталь тонколистовая оцинкованная с непрерывных линий.
6. ГОСТ 27772-88. Прокат для строительных стальных конструкций.
7. ГОСТ 24045-94. Профили стальные листовые гнутые с трапециевидными гофрами для строительства. Технические условия.
8. Рекомендации по учету жесткости диафрагм из стального профилированного настила в покрытиях одноэтажных производственных зданий при горизонтальных нагрузках. ЦНИИпроектстальконструкция. Москва. 1980.
9. Рекомендации по проектированию, изготовлению и монтажу конструкций каркаса малоэтажных зданий и мансард из холодногнутой стальной оцинкованной профилей производства ООО конструкций «БалтПрофиль». ЦНИИпроектстальконструкция. Москва. 2004.
10. Eurocode 3. Design of Steel Structures. Part 1.3. Supplementary rules for cold-formed thin gauge member and sheets. ENV. 1996.
11. СНиП 3.03.01-87. Несущие и ограждающие конструкции.
12. МДС 53-1.2001 Рекомендации по монтажу стальных строительных конструкций (к СНиП 3.03 01-87).

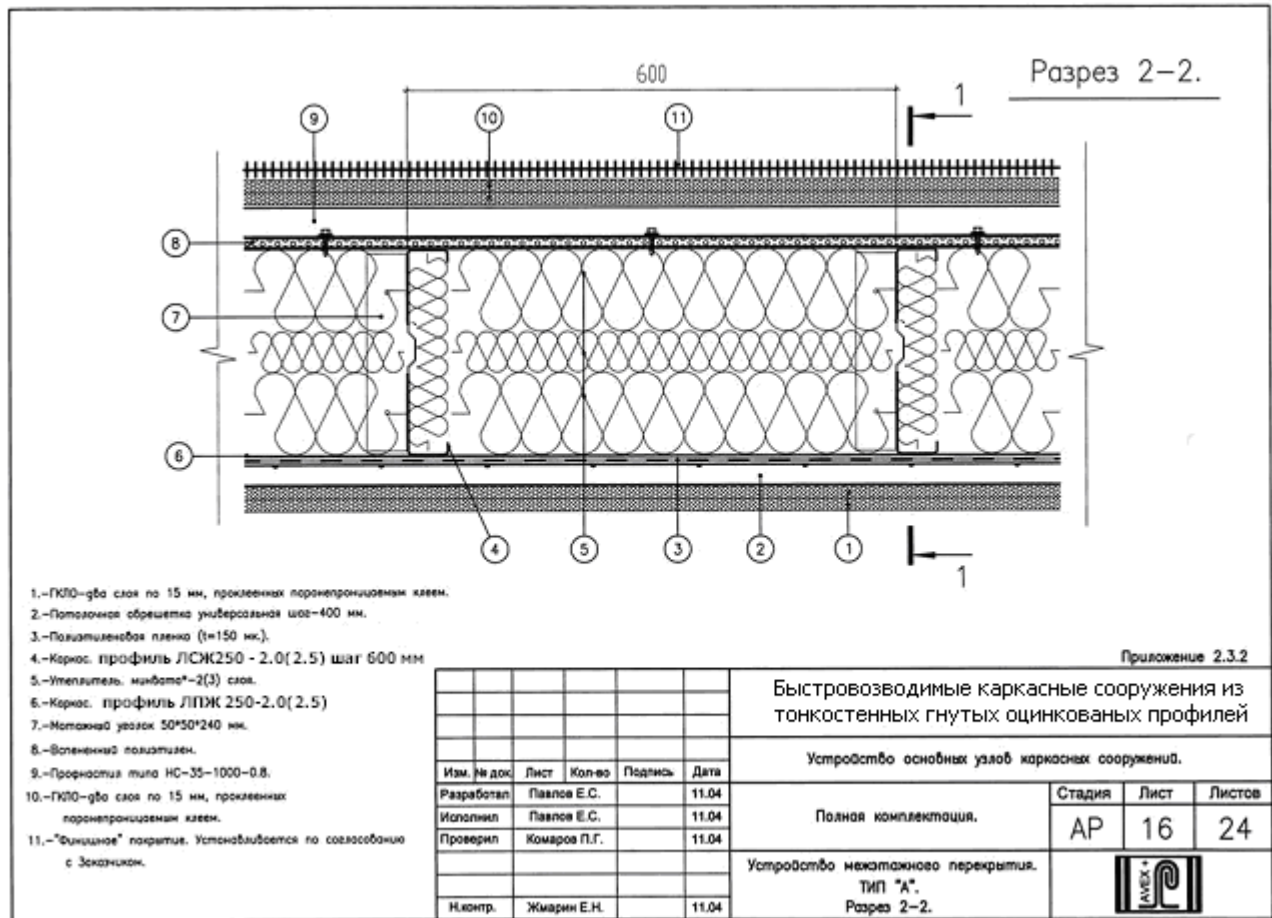


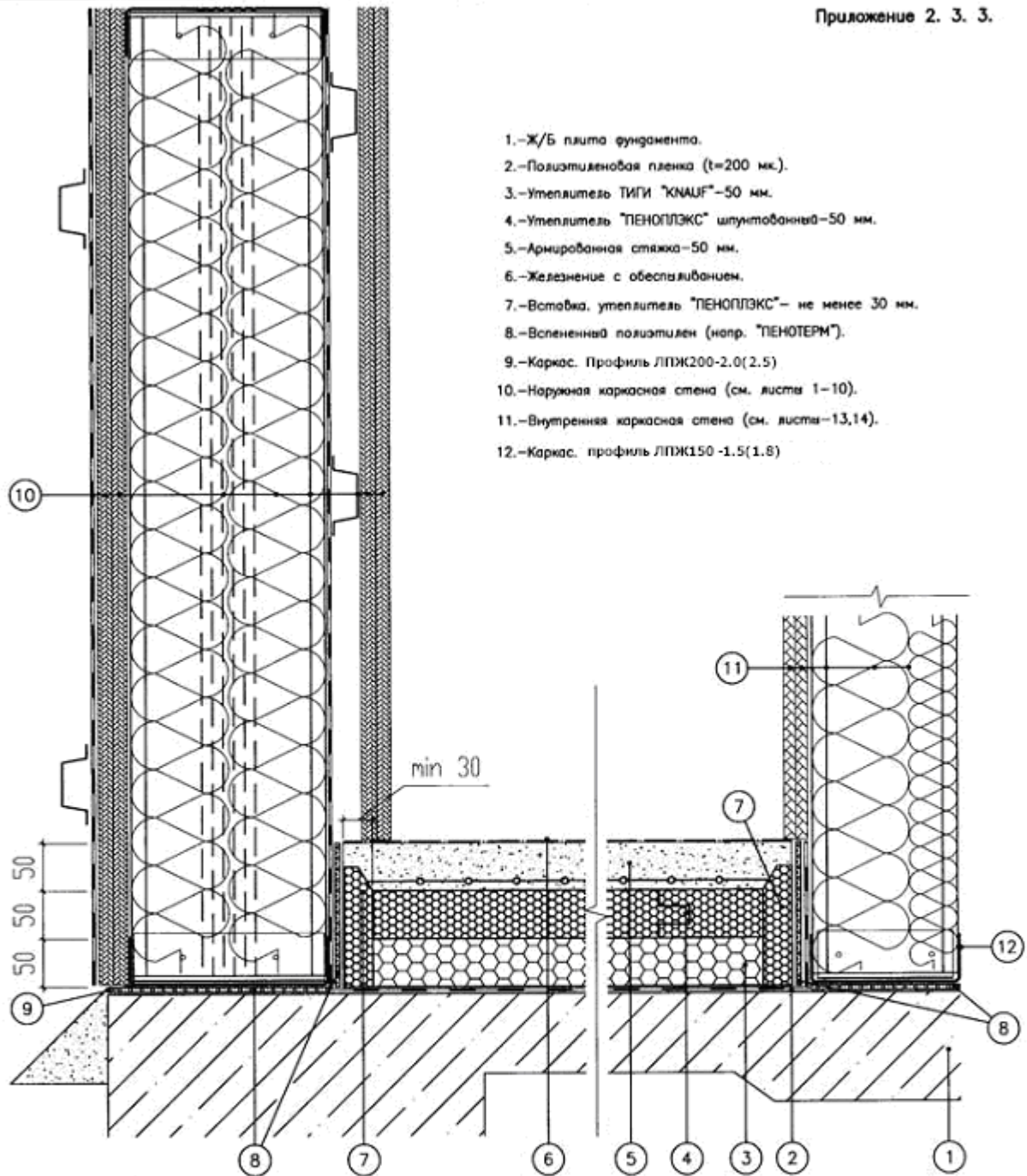


Приложение 2.2.1.

					Быстровозводимые каркасные сооружения из тонкостенных гнутых оцинкованных профилей			
					Устройство основных узлов каркасных сооружений.			
Изм. № док.	Лист	Кол-во	Подпись	Дата	Полная комплектация.	Стадия	Лист	Листов
Разработал	Павлов Е.С.			11.04		АР	3	24
Исполнил	Павлов Е.С.			11.04				
Проверил	Комаров П.Г.			11.04				
					Наружная каркасная стена. ТИП "А-2". Разрез 1-1.			
Н.контр.	Жмарин Е.Н.			11.04				







- 1.-Ж/Б плита фундамента.
- 2.-Полиэтиленовая пленка (t=200 мк.).
- 3.-Утеплитель ТИГИ "KNAUF"-50 мм.
- 4.-Утеплитель "ПЕНОПЛЭКС" шпунтованный-50 мм.
- 5.-Армированная стяжка-50 мм.
- 6.-Железнение с обеспыливанием.
- 7.-Вставка, утеплитель "ПЕНОПЛЭКС"- не менее 30 мм.
- 8.-Вспененный полиэтилен (напр. "ПЕНОТЕРМ").
- 9.-Каркас. Профиль ЛПКЖ200-2.0(2.5)
- 10.-Наружная каркасная стена (см. листы 1-10).
- 11.-Внутренняя каркасная стена (см. листы-13,14).
- 12.-Каркас, профиль ЛПКЖ150-1.5(1.8)

					Быстровозводимые каркасные сооружения из тонкостенных гнутых оцинкованных профилей			
					Устройство основных узлов каркасных сооружений.			
Изм. № док.	Лист	Кол-во	Подпись	Дата	Полная комплектация.	Стадия	Лист	Листов
Разработал	Павлов Е.С.			11.04		АР	23	24
Исполнил	Павлов Е.С.			11.04				
Проверил	Комаров П.Г.			11.04				
					Разрез устройство пола 1 этажа. ТИП "А".			
Н.контр.	Жмарин Е.Н.			11.04	