

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

НОВОСИБИРСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ
АРХИТЕКТУРНО-СТРОИТЕЛЬНЫЙ
УНИВЕРСИТЕТ (СИБСТРИН)

**Кафедра металлических и
деревянных конструкций**

МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ

Методические указания по выполнению
курсовой работы для студентов специальностей
270115 «Экспертиза и управление
недвижимостью» и 270114 «Проектирование
зданий»

Новосибирск 2005

Методические указания разработаны
канд. техн. наук, доцентом А.А. Кользеевым,
канд. техн. наук, доцентом А.В. Сергеевым

Утверждены методической комиссией
архитектурно-строительного факультета 28
января 2005 г.

Рецензенты:

В.А. Беккер, канд. техн. наук, доцент кафедры
железобетонных конструкций НГАСУ
(Сибстрин); Б.Н. Васюта, канд. техн.
наук, доцент директор ООО НИПСР «Рекон»

© Новосибирский государственный
архитектурно-строительный
университет (Сибстрин), 2005

СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ.....	2
1. СОСТАВ КУРСОВОЙ РАБОТЫ.....	3
2. УКАЗАНИЯ ПО ВЫПОЛНЕНИЮ РАСЧЕТНОЙ ЧАСТИ РАБОТЫ.....	6
2.1. Сбор нагрузок на покрытие здания	6
2.2. Сбор нагрузок на балочную клетку рабочей площадки	8
2.3. Расчет конструкций рабочей площадки	8
2.3.1. Расчет второстепенной балки	9
2.3.2. Расчет главной балки	14
2.3.3. Расчет колонны рабочей площадки	19
2.4. Расчет фермы покрытия	27
2.5. Расчет связей	33
СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ.....	35
ПРИЛОЖЕНИЕ	36

ВВЕДЕНИЕ

Курсовая работа по металлическим конструкциям является разновидностью реального проектирования, выполняемого по упрощенным исходным данным, и эффективным средством практического освоения курса «Металлические конструкции».

Цели курсовой работы:

- освоение принципов и методов компоновки каркасов производственных зданий и рабочих площадок с учетом предъявляемых к ним технико-экономических и эксплуатационных требований;
- приобретение практического опыта в выборе сталей для элементов зданий и сооружений, назначении расчетных схем отдельных элементов и сооружения в целом, проведении силовых и конструктивных расчетов для обеспечения условий прочности, устойчивости и жесткости;
- приобретение навыков работы с нормативной, справочной и технической литературой;
- освоение методов конструирования элементов сооружений, их узлов и сопряжений, графического изображения проектируемых конструкций.

Курсовая работа выполняется на стадии КМ (конструкции металлические). На данной стадии должны быть разработаны основные технические решения сооружения в целом и отдельных его элементов с детальной проработкой узлов, проведены необходимые силовые и конструктивные расчеты.

1. СОСТАВ КУРСОВОЙ РАБОТЫ

В курсовой работе по МК студентами специальностей 270115 «Экспертиза и управление недвижимостью» и 270114 «Проектирование зданий» разрабатываются основные несущие конструкции производственного здания каркасного типа. Составной частью здания является встроенная рабочая площадка с балочной клеткой нормального типа.

Производственное здание одноэтажное и однопролетное (рис. 1), грузоподъемные краны отсутствуют.

Пролет здания перекрывается фермами с параллельными поясами и треугольной решеткой с дополнительными стойками. Тип поперечного сечения элементов ферм - по заданию руководителя. Покрытие (шатер) производственного здания может быть как прогонным, так и беспрогонным (по заданию). Колонны каркаса здания постоянного сечения. В торцах здания - конструкции торцевого фахверка. Здание отапливаемое. Все несущие конструкции каркаса взаимоувязаны системой связей по шатру и колоннам.

Рабочая площадка расположена внутри производственного здания (см. рис. 1), имеет два или три пролета и длину - по заданию. Шаг колонн рабочей площадки совпадает с шагом колонн каркаса здания. В состав рабочей площадки входят главные и второстепенные балки, на которые опирается монолитный железобетонный настил, а также колонны и связи.

Курсовая работа состоит из расчетной и графической частей. Расчету подлежат несущие конструкции рабочей площадки с узлами сопряжения, а также ферма покрытия с отдельными узлами и все связи.

Расчетная часть оформляется в виде расчетно-пояснительной записки на листах формата А4. Ориентировочный объем записки 40-50 листов.

В графической части курсовой работы необходимо показать конструктивные решения и каркаса здания, и рабочей площадки. *Для каркаса производственного здания:*

- поперечный разрез;
- планы связей по верхним и нижним поясам ферм покрытия;
- продольный разрез по колоннам;
- схема торцевого фахверка;
- опорный узел фермы;
- рядовой узел нижнего (верхнего) пояса фермы. *Для рабочей площадки:*
- схема балочной клетки;
- разрез по главным балкам (совмещен с поперечным разрезом по каркасу);
- продольный разрез по колоннам;
- узел сопряжения главной и второстепенной балок;
- узел опирания главных балок;
- узел опирания колонны на фундамент (база колонны). Графическая часть размещается на одном листе формата А1.

Масштабы планов и разрезов 1:200 или 1:300, масштабы узлов 1:10 или 1:20. Каждый узел изображается не менее чем в двух проекциях; опорный узел фермы и база колонны - в трех проекциях. В целях экономии места на листе А1 можно совмещать (с использованием оси симметрии) планы связей по верхним и нижним поясам ферм, поперечный разрез и торцевой фахверк, продольные разрезы по колоннам каркаса и рабочей площадки.

Примеры оформления листа графической части, связевые компоновочные решения, варианты узлов сопряжения конструкций - на рисунках и в приложении.

Поперечный разрез здания (пример)

Защитный слой из гравия, втрапленного в битумную мастику - 10мм
Гидроизоляция - 4-х слойный рубероидный ковер
Утеплитель - жесткие минераловатные плиты - 100мм
Пароизоляция - один слой рубероида
Стальной профилированный настил
Каркас стальных панелей

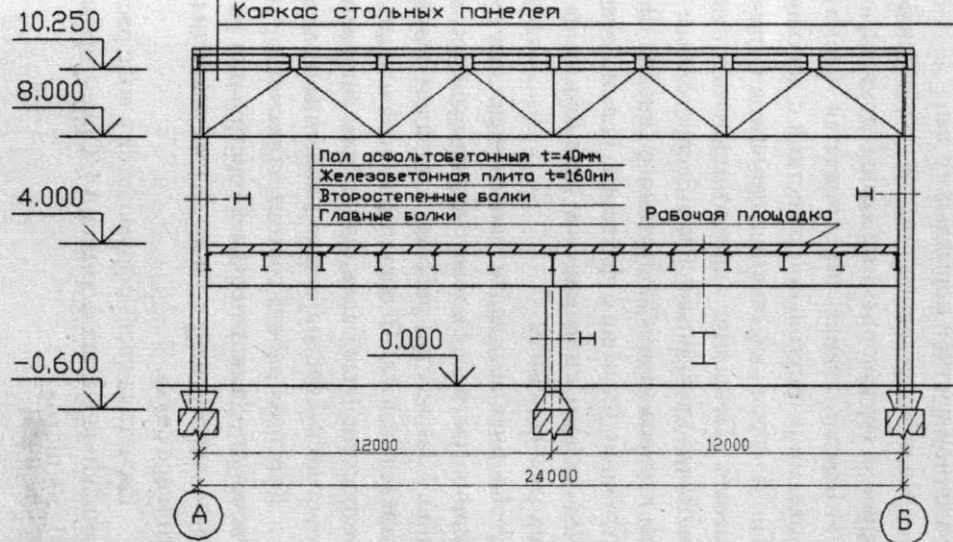


Рис. 1. Поперечник здания пролетом 24 м. Пролет главных балок площадки 12 м

2. УКАЗАНИЯ ПО ВЫПОЛНЕНИЮ РАСЧЕТНОЙ ЧАСТИ РАБОТЫ

Расчетная часть начинается со сбора нагрузок на 1 м покрытия производственного здания и 1 м² балочной клетки рабочей площадки.

2.1. Сбор нагрузок на покрытие здания

Для сбора нагрузок на покрытие здания необходимо знать район строительства (по заданию), от которого зависит величина СНЕГОВОЙ И ветровой нагрузок.

Сбор нагрузок выполняется в табличной форме. В таблице приводятся постоянная и снеговая нагрузки. Значения постоянных нагрузок от ограждающих и несущих элементов покрытия приведены в табл. 1. Нагрузки от несущих элементов выбирать с

учетом задания (прогонное или беспрогонное решение шатра, пролет фермы, ферм в плане).

Толщина утеплителя (табл. 1, п. 3) в реальных проектах определяется теплотехническим расчетом.

Величина расчетной снеговой нагрузки для табл. 1 определяется по [2, п. 5], в зависимости от района строительства.

Нормативное значение снеговой нагрузки определяется умножением расчетного значения на коэффициент, равный 0,7.

Ветровая нагрузка также определяется по [2, п. 6] и используется обычно при расчете поперечной рамы каркаса здания. В данной курсовой работе ветровую нагрузку на поперечную раму необходимо определить (из методических соображений), но и расчетах она учитываться не будет.

Таблица!

Сбор нагрузок на покрытие производственного здания

№ п/п	Наименование нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м ²	γ_f	Расчетная нагрузка, кН/м ²
1	Постоянная <i>Ограждающие элементы</i> Защитный слой из гра- вия, втопленного в би- тумную мастику $t = 10$ мм	0,21	1,3	0,273
2	Гидроизоляционный ко- вер из 3–4 слоев рube- роида	0,15–0,2	1,3	0,195–0,26
3	Утеплитель – жесткие минераловатные плиты, $\gamma = 3$ кН/м ³ , $t = 100$ мм	0,3	1,2	0,36
4	Пароизоляция из одного слоя рубероида	0,05	1,3	0,07
5	<i>Несущие элементы</i> Стальной профилирован- ный настил $t = 0,8$ –1 мм	0,12–0,15	1,05	0,13–0,16
6	Стальные каркасные плиты с размерами в плане 3 x 6 м	0,15	1,05	0,16
	3 x 12 м	0,25	1,05	0,26
7	Прогоны прокатные про- летом 6 м	0,08	1,05	0,09
8	Прогоны решетчатые пролетом 12 м	0,15	1,05	0,16
9	Фермы пролетом 18–36 м	0,2–0,4	1,05	0,21–0,42
10	Связи по покрытию	0,05–0,1	1,05	0,06–0,11
	Итого постоянная, q	Σ		Σ
	Временная (снеговая) на- грузка на покрытие, p			
	Всего: $q + p$	Σ		Σ

2.2. Сбор нагрузок на балочную клетку рабочей площадки

Сбор нагрузок выполняется в табличной форме (табл. 2). В таблице приводятся постоянная и временная (технологическая) нагрузки от оборудования - по заданию.

Таблица 2

Сбор нагрузок на балочную клетку рабочей площадки

№ п/п	Наименование нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м^2	γ_f	Расчетная нагрузка, кН/м^2
1	Постоянная Пол асфальтобетонный, $\gamma = 18 \text{ кН/м}^3$, $t = 40 \text{ мм}$	0,72	1,3	0,94
2	Монолитная железобетонная плита, $\gamma = 25 \text{ кН/м}^3$, $t = 200 \text{ мм}$	5	1,2	6
3	Вес второстепенных балок (балок настила)	0,2	1,05	0,21
	Итого постоянная, q	Σ		Σ
	Временная (технологическая), p		1,2	
	Всего: $q + p$	Σ		Σ

В табл. 1 и 2 суммируется постоянная нагрузка (значок Е) по нормативным и расчетным значениям, а также постоянная и временная. Коэффициенты надежности по нагрузке γ_f принимаются по [2].

2.3. Расчет конструкций рабочей площадки

Процесс проектирования рабочей площадки и расчет ее несущих конструкций в том числе, начинается с разработки компоновочной схемы (рис. 2). За основу такой схемы принимают балочную клетку (схему расположения балок), опирающуюся на центрально-сжатые колонны. Неизменяемость конструкций ра

бочей площадки в плоскости главных балок обеспечивается либо закреплением этих балок к колоннам каркаса здания (см. рис. 1), либо устройством жесткого сопряжения колонн рабочей площадки с фундаментами.

В плоскости, перпендикулярной главным балкам, неизменяемость сооружения обеспечивается постановкой связей по колоннам рабочей площадки (рис. 3).

2.3.1. Расчет второстепенной балки

Расчетная схема второстепенной балки показана на рис. 4. Считаем, что второстепенные балки шарнирно опираются на главные либо в одном уровне (рис. 5), либо поэтажно (рис. 6).

Нагрузка от монолитного железобетонного настила и технологического оборудования передается на второстепенные балки в виде равномерно распределенной. Шаг второстепенных балок a зависит от прочности настила и экономических требований. При толщине настила 15-20 см $a = 2,0-2,5$ м.

Нагрузка на второстепенную балку:

$$(q+p)_{\text{табл.}}$$

$$(q+p)_{\text{в.б.}} = (q+p)_{\text{табл.}} \cdot a,$$

- нагрузка из табл. 2.

Отдельно вычисляются расчетное и нормативное значения нагрузки.

От расчетного значения нагрузки методами строительной механики вычисляются максимальные внутренние усилия в

Поперечное сечение второстепенной балки рекомендуется назначать в виде двутавра с параллельными гранями полок по СТО АСЧМ 20-93 [3].

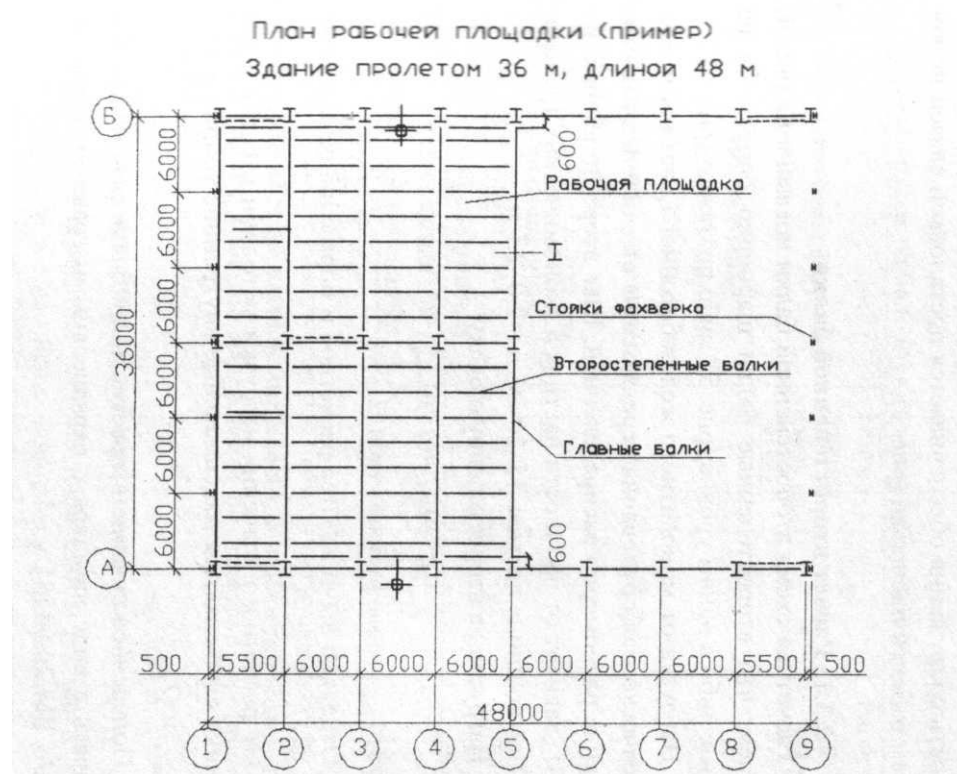


Рис. 2. План балочной клетки в здании пролетом 36 м. Шаг второстепенных балок 2 м

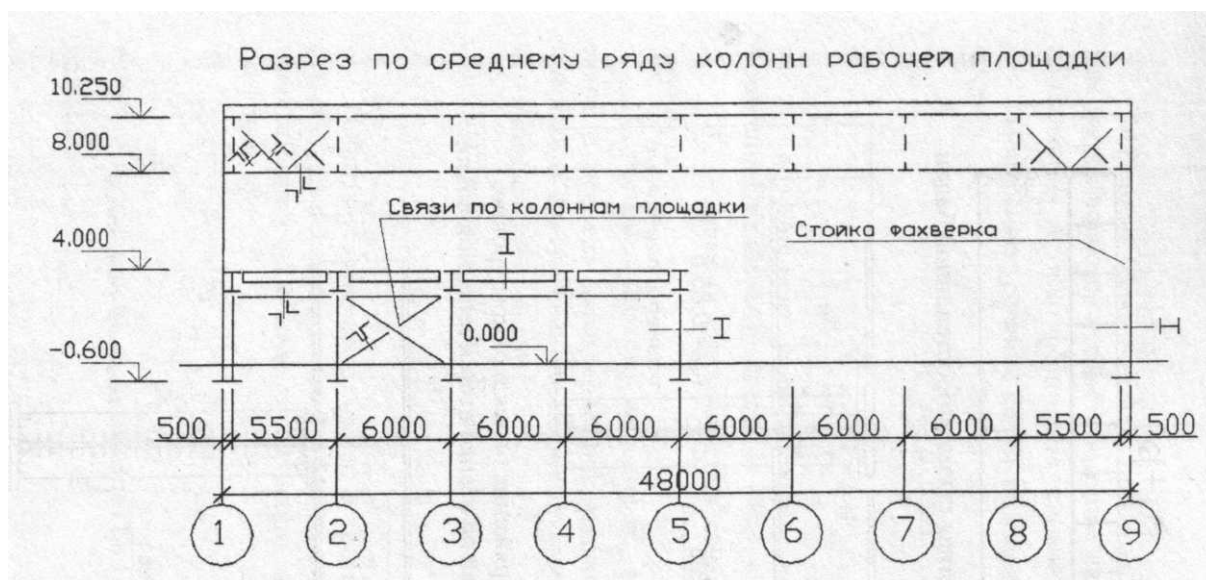


Рис. 3. Связи по среднему ряду колонн рабочей площадки в здании длиной 48 м. Шаг колонн (шаг главных балок площадки) 6 м

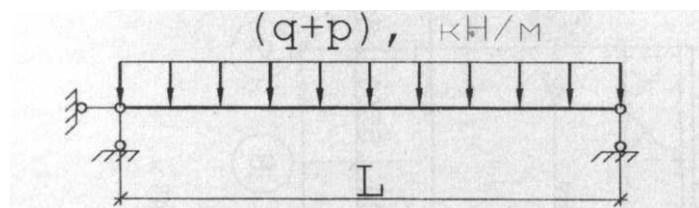


Рис. 4. Расчетная схема второстепенной балки

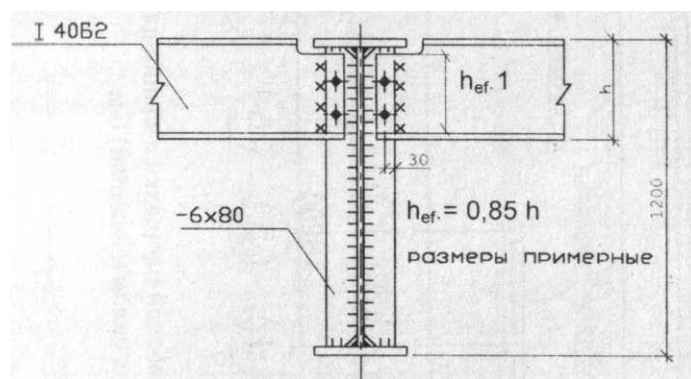


Рис. 5. Сопряжение балок в одном уровне. $h_{ef.1}$ -длина шва по стенке второстепенной балки

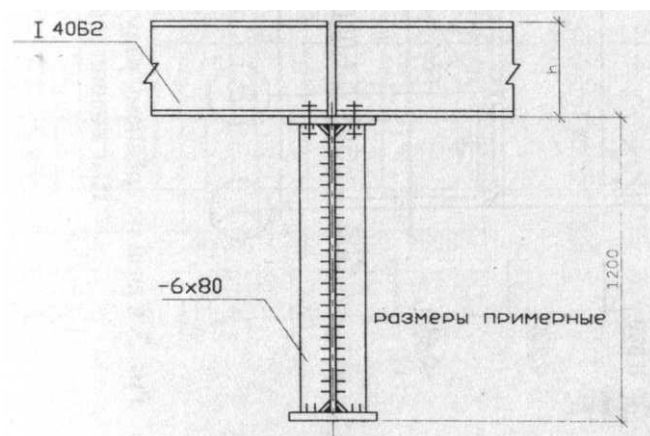


Рис. 6. Этажное сопряжение балок 12

Материал балки - сталь, принимается по указаниям [1]. Там же выбираются соответствующие значения расчетного сопротивления R_y и коэффициента условий работы γ_c .

Поперечное сечение балки подбирается из условия прочности:

$$\left. \begin{aligned} W_{mp} &= \frac{M_{\max}}{c_1 \cdot R_y \cdot \gamma_c} \\ W_x &\geq W_{mp} \end{aligned} \right\}, \quad (2)$$

где c_1 - коэффициент, учитывающий развитие пластических деформаций [1, табл. 66];

W_x - момент сопротивления сечения по сортаменту на двутавры.

С учетом принятого значения W_x выбирается номер двутавра и все его характеристики: размеры сечения, моменты инерции и др. По толщине полки двутавра уточняется значение R_y и коэффициенте) [1].

Далее проверяется прочность балки:

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{c_1 \cdot W_x} \leq R_y \cdot \gamma_c.$$

Общая устойчивость балок, в соответствии с указаниями [1], обеспечена за счет монолитной железобетонной плиты. Однако проверку на общую устойчивость необходимо выполнить по формуле:

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{\varphi_b \cdot W_x} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (4)$$

где φ_b - коэффициент, вычисляемый по [1] при расчетной длине балки $l_{ef.1} = 2-3$ м.

Проверка деформативности (жесткости) балок производится от действия нормативной нагрузки:

$$\frac{f}{l} \leq \left[\frac{f}{l} \right], \quad (5)$$

где $\frac{f}{l}$ - относительный прогиб балки, вычисляется по формулам строительной механики;

$\left[\frac{f}{l} \right] = \frac{1}{200}$ - предельно допустимый прогиб, определяется по [2].

В случае невыполнения проверок (3) или (5) сечение балки корректируется. Примеры расчета прокатных балок приведены в [3,4,5].

2.3.2. Расчет главной балки

Расчетная схема главной балки - на рис. 7. Главная балка шарнирно опирается на колонны. Нагрузкой для главной балки являются опорные реакции второстепенных балок:

$$F = 2 \cdot Q_{\max}. \quad (6)$$

Методами строительной механики необходимо вычислить $M_{\max}$ и $Q_{\max}$ для главной балки. Кроме того, вычисляются усилия M_x и Q_1 в трети пролета балки. Для учета собственного веса главной балки полученные внутренние усилия умножаются на коэффициент $a = 1,03-1,05$.

Поперечное сечение главной балки в курсовой работе назначается в виде сварного симметричного двутавра из трех листов. Материал балки принимается по [1] с выбором R_y и u_c .

В отличие от второстепенной балки компоновка сечения главной балки связана с определением его габаритных размеров и толщины поясов и стенки (рис. 8).

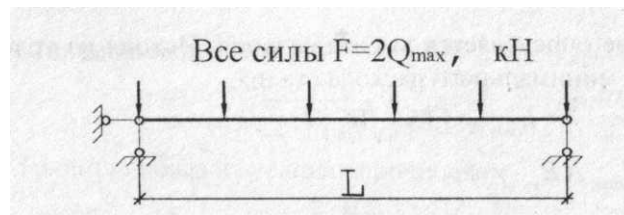


Рис. 7. Расчетная схема главной балки.

Если сил в пролете более 4, то можно использовать рис. 4 с заменой a в формуле (1) на шаг главных балок

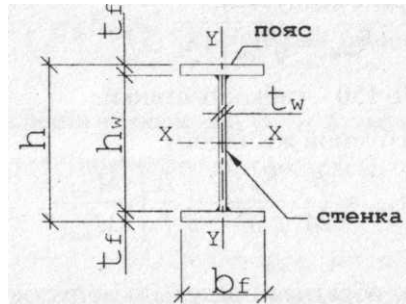


Рис. 8. Параметры поперечного сечения главной балки

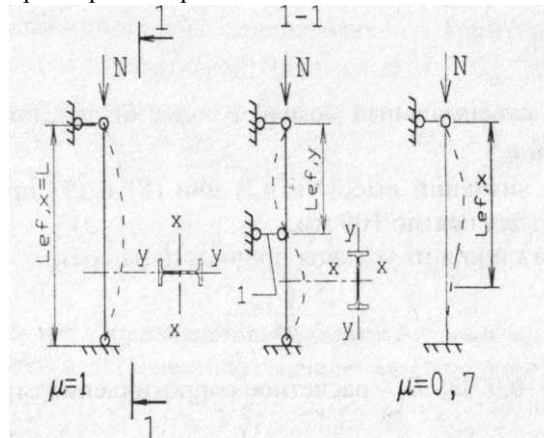


Рис. 9. Расчетная схема колонны при шарнирном сопряжении с фундаментом ($\mu = 1$) и жестком ($\mu = 0,7$): 1 - связь, уменьшающая расчетную длину из плоскости главных балок при наличии распорки на этом уровне

Вначале определяется высота сечения. Исходя из условий прочности и минимального расхода стали:

$$h_{\text{онм}} = 1,15 \cdot \sqrt{W_{\text{мп}} / t_w},$$

где $W_{\text{мп}} = M_{\text{max}} / (R_y \cdot \gamma_c)$;

t_w - толщина стенки вычисляется по приближенной эмпирической формуле $t_w \approx [7+3 \cdot h(\text{м})]$ мм; $h \approx 0,1 \cdot L$.

При $h > 1,3$ м рекомендуется:

$$h_{\text{онм}} = \sqrt[3]{W_{\text{мп}} \cdot \lambda_w},$$

где $\lambda_w = 100 \text{--} 150$

Из условия требуемой жесткости:

$$h_{\text{мин}} \approx \frac{5}{24} \cdot \frac{R_y \cdot L}{E} \cdot \left[\frac{L}{f} \right] \cdot \frac{M''_{\text{max}}}{M_{\text{max}}}, \quad (9)$$

$$\left[\frac{L}{f} \right]$$

где

$$\left[\frac{f}{L} \right] = \frac{1}{300}, [2];$$

M''_{max} - максимальный момент в балке от действия нормативных нагрузок.

Из двух значений высот по (7) или (8) и (9) принимают большее, округляя кратно 100 мм.

Толщина стенки из условия прочности на срез:

$$t_w \geq \frac{1,5 \cdot Q_{\text{max}}}{h_{\text{ef}} \cdot R_s \cdot \gamma_c}, \quad (10)$$

где $h_{\text{ef}} \approx (0,95 \text{--} 0,97)h$; R_s - расчетное сопротивление стали сдвигу по [1].

Толщина стенки принимается не менее 6 мм и округляется кратно 2 мм в большую сторону.

Ширина пояса балки:

$$b_f = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{5} \right) \cdot h, \quad (11)$$

Толщина пояса из условия прочности:

$$(12)$$

где $I_{mp-x} = W_{mp} \cdot h / 2$

$$t_f = \frac{2 \cdot (I_{mp-x} - I_{mp-w})}{h^2 \cdot b_f},$$

- требуемый момент инерции балки;

$$I_{mp-w} = t_w \cdot h_{ef}^3 / 12 \quad \text{- требуемый момент инерции стенки}$$

балки.

Для вычисленных значений b_f и t_f должно также выполняться условие устойчивости сжатого пояса:

$$\frac{b_f}{t_f} \leq \sqrt{E / R_y}.$$

Рекомендуется пояса балки назначать из универсальной листовой стали по ГОСТ 82-70*.

Для скомпонованного сечения балки по формулам сопромата вычисляются его точные характеристики: A , I_x , W_x , S_x , [1 J.

Вначале проверяется прочность главной балки:

$$\left. \begin{aligned} \sigma &= \frac{M_{\max}}{W_x} \leq R_y \cdot \gamma_c \\ \tau &= \frac{Q_{\max} \cdot S_x}{I_x \cdot t_w} \leq R_s \cdot \gamma_c \end{aligned} \right\} \quad (13)$$

Кроме того, проверяется прочность стенки на совместное воздействие G и T (расчетное сечение - условно в трети пролета):

$$\sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau_1^2} \leq 1,15 \cdot R_y \cdot \gamma_c, \quad (14)$$

где $\sigma_1 = \frac{M_1}{W_x} \cdot \frac{h_{ef}}{h}$; $\tau_1 = \frac{Q_1 \cdot S_x}{I_x \cdot t_w}$.

При невыполнении проверок сечение корректируется.

Устойчивость главной балки обеспечена за счет того, что верхний сжатый пояс раскреплен монолитным железобетонным настилом. Проверка на жесткость выполняется по (5), с учетом

$$\left[\frac{f}{L} \right] = \frac{1}{300}.$$

Примеры компоновки и расчета поперечного сечения сварной балки приведены в [3, 4, 5].

Особенностью расчета главной балки, имеющей составное сварное сечение, является проверка стенки на местную устойчивость. В соответствии с [1] устойчивость стенки обеспечена при условной гибкости:

$$\overline{\lambda}_w = h_{ef} / t_w \cdot \sqrt{R_y / E} \leq 3,5. \quad (15)$$

В курсовой работе местную устойчивость стенки нужно проверить при любом значении $\overline{\lambda}_w$

Перед проверкой необходимо уточнить шаг ребер жесткости и их размеры. Поперечные ребра жесткости ставятся в местах опирания второстепенных балок. В то же время шаг ребер не должен превышать $2 \cdot h_{ef}$

Ширина ребра $b_h \geq \frac{h_{ef}}{30} + 40 \text{ мм},$

$$t_s \geq 2 \cdot b_h \cdot \sqrt{R_y / E}.$$

толщина

Проверка стенки на местную устойчивость:

$$\sqrt{(\sigma_1 / \sigma_{cr})^2 + (\tau_1 / \tau_{cr})^2} \leq \gamma_c, \quad (16)$$

где σ_1 и τ_1 – по (14); σ_{cr} и τ_{cr} – критические значения напря-

жений по [1, п. 7.4*].

После проверки сечения главной балки необходимо рассчитать узел сопряжения главной и второстепенной балок (рис. 5) (опряжение - в одном уровне на сварке).

Назначаем сварочные материалы - электроды в зависимости от материала балок и района строительства

[1, табл. 55*] и их расчетное сопротивление [1, табл. 56].

Нагрузкой на сварной шов узла является опорная реакция балки от расчетной нагрузки по (1).
(17)

где $\beta_f = 0,7$ - проверка сварного шва на прочность по (17) и (18):

$$\tau_{ш1} = \frac{V}{\beta_f \cdot k_f \cdot l_w} \leq R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c,$$

k_f - катет сварного шва;
 γ_{wf} - коэффициент условий работы шва [1];
 γ_c - коэффициент проплавления шва;

$$l_w = h_{ef1} - 10 \text{ мм}$$

расчетная длина шва;
= длина шва по стенке второстепенной балки

$$h_{ef1}$$

(см. рис. 5).

$$\tau_{ш2} = \frac{V}{\beta_z \cdot k_f \cdot l_w} \leq R_{wz} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c, \quad (18)$$

где β_z , γ_{wz} , R_{wz} - коэффициенты и расчетное сопротивление по границе сплавления шва [1].

2.3.3. Расчет колонны рабочей площадки

Расчетная схема колонны показана на рис. 9.

Сила, сжимающая колонну:

$$N = 2 \cdot k \cdot V, \quad (19)$$

где V — опорная реакция главной балки от расчетных нагрузок;

$k = 1,01-1,02$ - коэффициент, учитывающий собственный вес колонны.

Условия закрепления колонны, исходя из требований неизменяемости сооружения и устойчивости, могут быть различными (см. рис. 9) и назначаются по согласованию с руководителем.

Геометрическая длина колонны:

$$l_k = H - (t_{пл} + h) + h_{\phi},$$

Где H - отметка верха железобетонного настила (плиты); $t_{пл}$ толщина плиты; h - высота главной балки;

$h_{\phi} = 0,4-0,6$ м - величина заглубления верха фундамента относительно уровня чистого пола (см. рис. 1).

Расчетная длина колонны в плоскости главных балок:

$$l_{ef,x} = \mu \cdot l_k, \quad (21)$$

где μ - коэффициент расчетной длины по [1, табл. 71а].

Расчетная длина колонны из плоскости главных балок $l_{ef,y}$ зависит от системы связей и определяется как расстояние между точками закрепления колонны связями (см. рис. 3).

Сталь для колонны назначается по [1].

Поперечное сечение колонны - прокатный двутавр с параллельными гранями полок по СТО АСЧМ 20-93 [3].

Методика подбора центрально-сжатых колонн подробно изложена в [7] и в виде последовательности формул, и в виде численных примеров.

Выбранное сечение колонны проверяется:
на устойчивость

$$\sigma = \frac{N}{\varphi \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_c$$

где φ - коэффициент продольного изгиба [1, табл. 72]; на гибкость

$$\left. \begin{aligned} \lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} &\leq [\lambda] \\ \lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} &\leq [\lambda] \end{aligned} \right\}, \quad (23)$$

где i_x, i_y - радиусы инерции сечения колонны по [3];

$[\lambda]$ - предельное значение гибкости для колонн [1, табл. 19*].

В случае невыполнения проверок корректируется либо сечение колонны, либо система связей по колоннам.

После расчета поперечного сечения колонны необходимо выполнить конструирование и расчет двух узлов: базы и оголовка колонны.

Конструкция оголовка колонны из прокатного двутавра показана на рис. 10. Толщина опорной плиты назначается конструктивно не менее 20 мм. Габаритные размеры опорной плиты определяются размерами сечения колонны (см. рис. 10) и шириной опорного ребра главной балки b_p , которая может быть равна ширине пояса балки.

Высота вертикальных ребер жесткости назначается из условия прочности сварных швов, прикрепляющих ребра к колонне:

$$h_s \geq \frac{N}{4 \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c}, \quad \text{где } k_f \geq 6 \text{ мм} \quad (24)$$

β_f, R_{wf} назначается по толщине стенки колонны; величины, см. формулу (17), принимаемые для полуавтоматической заводской сварки по [1].

$h_s \geq 0,6 \cdot h$, где h - высота сечения колон-

ны. В то же время $h_s \leq 85 \cdot \beta_f \cdot k_f$

Ширина b_s и толщина t_s вертикальных ребер назначаются из условия прочности при смятии торца ребра под нагрузкой от главных балок:

$$\sigma = \frac{N}{t_s \cdot b_s} \leq R_p \cdot \gamma_c, \quad (25)$$

где $b_s = b_p + 2 \cdot t$ t - толщина опорной плиты колонны;

R_p - расчетное сопротивление стали смятию по [1, табл. 52*1.

Толщина горизонтальных ребер жесткости оголовка назначается конструктивно, не менее 6-8 мм.

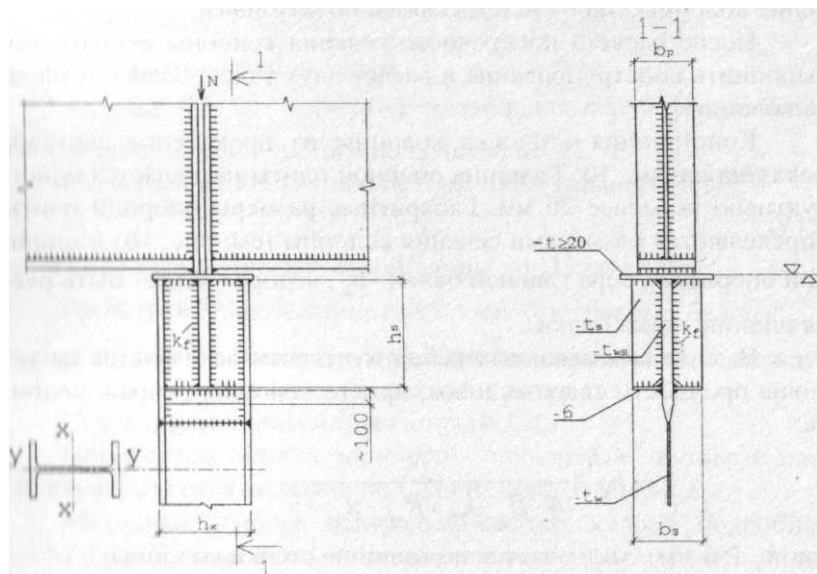


Рис 10. К расчету оголовка прокатной колонны

База колонны более сложный узел. Возможно шарнирное и жесткое опирание колонны на фундамент (рис. 11, 12). Тип ба-зы- по указанию руководителя.

Конструирование базы начинается с определения размеров опорной плиты в плане.

Ширина плиты (см. рис. 11):

$$B_{пл} = b_f + 2 \cdot (t_{mp} + c), \quad (26)$$

где $t_{mp}=10-14$ мм - толщина траверсы; $c=60-100$ мм - ширина свеса.

Другой размер плиты - длина, определяется из условия прочности бетона под плитой и конструктивных соображений:

$$A_{пл} = N / R_{ф}, \quad (27)$$

где $R_{ф} \cong 1,2 \cdot R_{пр.б}$ - прочность бетона фундамента, зависящая от призменной прочности бетона $R_{пр.б}$, которая, в свою очередь, принимается по классу прочности бетона [3, табл. 6.7]; $A_{пл}$ - площадь опорной плиты.

Длина опорной плиты $L_{пл} \geq A_{пл} / B_{пл}$ должна быть достаточной для размещения и крепления колонны (см. рис. 11). В то же время для баз центрально-сжатых колонн желательно выполнение условия: $L_{пл} / B_{пл} = 1-1,3$.

Толщину опорной плиты $t_{пл}$ определяют из условия ее прочности при работе на изгиб, как пластины, нагруженной равномерной нагрузкой - отпором фундамента (см. рис. 11). Сечением колонны, траверсами, ребрами жесткости опорная плита в плане разбита на участки. Есть участки, опертые по четырем сторонам (тип 4), по трем сторонам (тип 3), по двум (тип 2) и консольные (тип 1).

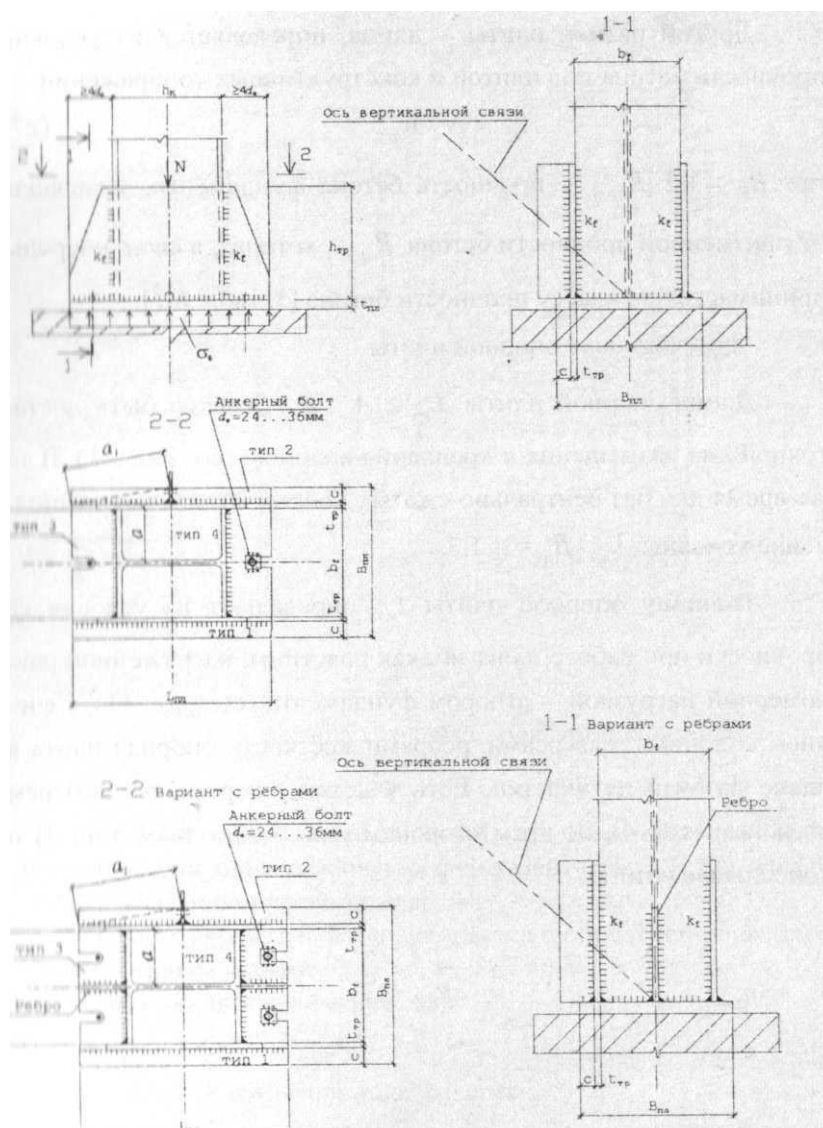


Рис 11. К расчету базы колонны при шарнирном сопряжении с фундаментом

В каждой пластинке вычисляется изгибающий момент как в балке:

$$\left. \begin{aligned} M_4 &= \alpha \cdot \sigma_{\theta} \cdot a^2 \\ M_3 &= \beta \cdot \sigma_{\theta} \cdot a_1^2 \\ M_2 &\text{ -- аналогично } M_3 \text{ (рис. 11)} \\ M_1 &= \frac{\sigma_{\theta} \cdot c^2}{2} \end{aligned} \right\} \quad (28)$$

где α и β коэффициенты, определяемые по таблицам Галер-кина (3, табл. 6.8, 6.9);

$\sigma_{\theta} = N / (L_{пл} \cdot B_{пл})$ -- напряжение в бетоне фундамента под плитой

a , a_1 и c -- размеры пластинок на рис. 11.

по максимальному моменту $M_{\max}$ из $M_1 \dots M_4$:

$$t_{пл} \geq \sqrt{\frac{6 \cdot M_{\max}}{R_y \cdot \gamma_c}} \quad (29)$$

При Толщина плиты $t_{пл} = 20-40$ мм.

$t_{пл} > 40$ мм необходима постановка дополнительных ребер жесткости (см. рис. 11).

Высота траверсы базы колонны $h_{тр}$ вычисляется по (24) с назначением k_f по толщине траверсы.

(Опорная плита крепится к фундаменту анкерными болтами (см. рис. 11) диаметром 24-36 мм (конструктивно).

2.4. Расчет фермы покрытия

Расчетная схема фермы показана на рис. 13. Ферма шарнирно опирается на колонны каркаса здания сверху. Нагрузка на ферму приложена в узлах верхнего пояса:

$$F = (q + p)_{\text{табл.}} \cdot B \cdot l_n, \quad (30)$$

где $(q + p)_{\text{табл.}}$ - расчетное значение нагрузки из табл. 1;

B - шаг ферм; l_n - длина панели верхнего пояса, $l_n = 3$ м.

Усилия в стержнях фермы находятся методами строительной механики, либо путем расчета по программе на ЭВМ.

До выполнения расчета полезно вспомнить, что высота фермы по наружным граням поясов зависит от пролета:

при $L = 18$ и 24 м $h_{\phi} = 2250$ мм;

при $L = 30$ и 36 м $h_{\phi} = 3150$ мм;

а высота фермы по осям поясов

$$h_o \approx h_{\phi} - 50 \text{ мм.}$$

Сталь для элементов фермы назначается по [1]. Для сильно нагруженных поясов и опорных раскосов ферм допускается принимать сталь С345 по ГОСТ 27772-88, а для элементов решетки - сталь С255 по ГОСТ 27772-88 (из условия экономической целесообразности). Тип поперечного сечения поясов и решетки ферм - по заданию.

Одним из основных вопросов при конструктивном расчете фермы является назначение расчетных длин сжатых стержней. Подробно расчетные длины стержней в плоскости и из плоскости фермы рассмотрены в [7, п. 2.4].

Подбор сечения сжатого стержня фермы (пояса, элемента решетки) выполняется аналогично центрально-сжатой колонне (п. 2.3.3.) Подбранное сечение проверяется на устойчивость по (22) и гибкость по (23). Примеры расчета сжатых стержней ферм даны в [7] (примеры 7-9), а также в [3].

Растянутые стержни ферм подбираются проще:

$$\left. \begin{aligned} A_{mp} &= \frac{N}{R_y \cdot \gamma_c} \\ A &\geq A_{mp} \end{aligned} \right\}$$

где A_{mp} и A - соответственно, требуемая площадь поперечного сечения и фактическая - по сортаменту.

Подобранное сечение проверяется: - на прочность

$$\sigma = \frac{N}{A_n} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (32)$$

где A_n - площадь стержня с учетом ослабления отверстиями, подрезами и др.

- на гибкость по (23); при этом значение

по [1, табл. 20*].

$[\lambda]$ определяется

После расчета всех стержней фермы выполняется оптимальная унификация сечений, т.е. число типов и типоразмеров профилей желательно уменьшить до 6-8 с целью снижения трудоемкости изготовления фермы и упрощения заказа металла на заводе. Например, в фермах пролетом 18 и 24 м верхний пояс можно сделать постоянного сечения, подобранного по максимальному усилию в этом поясе.

Из всех узлов фермы расчету подлежат только два: опорный (рис. 14) и узел нижнего пояса (рис. 15, 16).

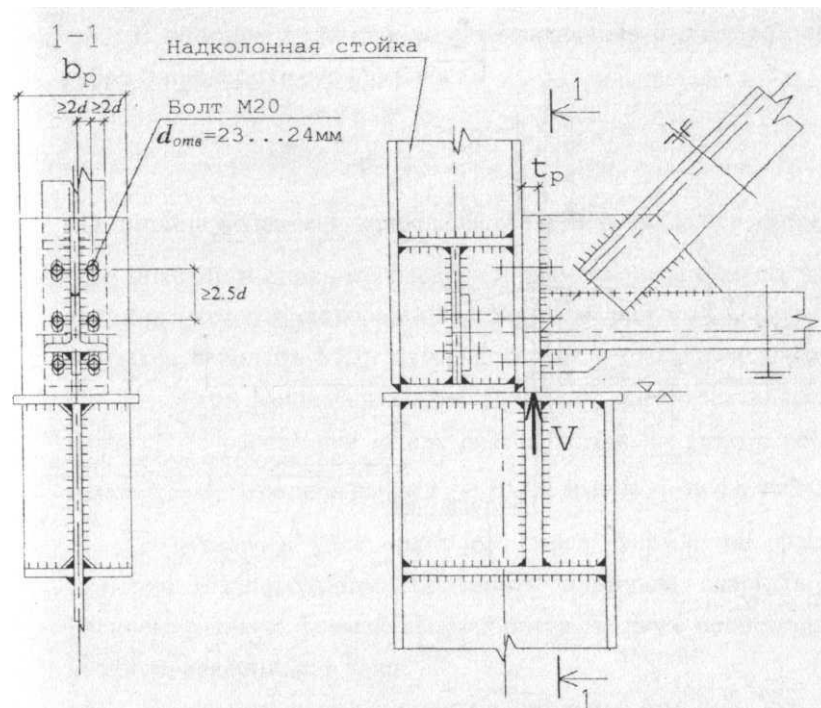


Рис. 14. К расчету опорного узла фермы

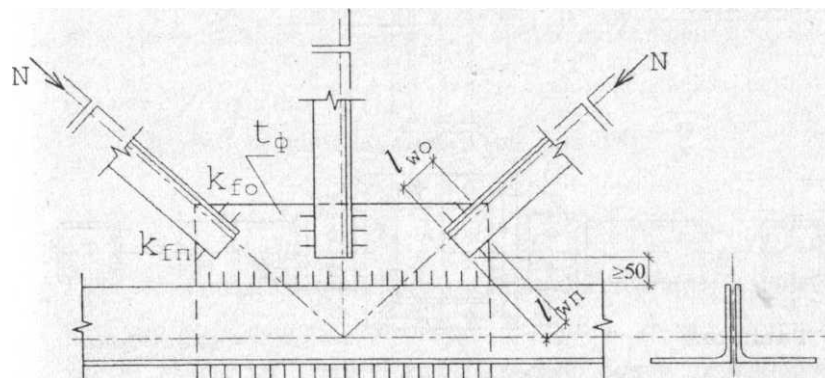


Рис. 15. К расчету узла нижнего пояса фермы из парных уголков

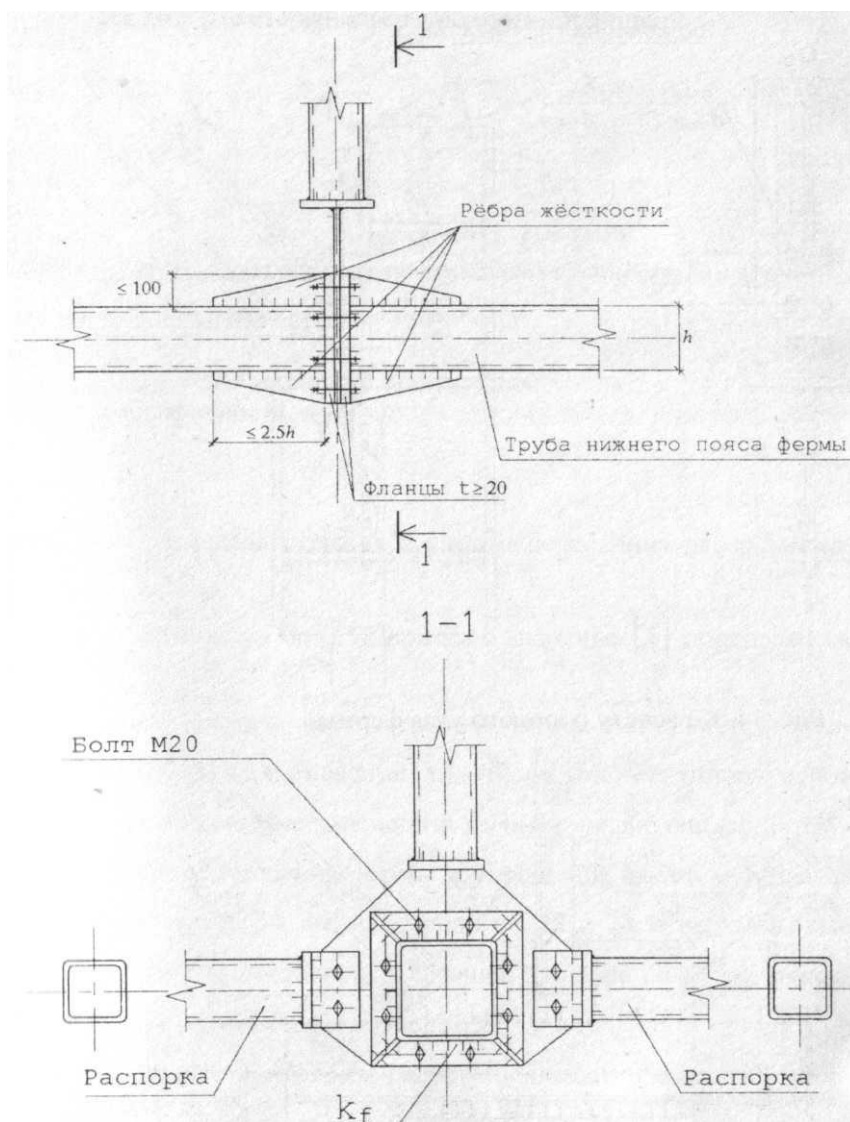


Рис. 16. К расчету монтажного стыка нижнего пояса фермы из труб

В опорном узле необходимо назначить размеры опорного ребра и проверить его прочность:

$$\sigma_p = \frac{V}{b_p \cdot t_p} \leq R_p \cdot \gamma_c, \quad (33)$$

где ширина ребра - b_p определяется поперечным сечением нижнего пояса или опорного раскоса и размещением болтов, закрепляющих ферму к надколонной стойке (см. рис. 14). Обычно принимается 6 болтов М20, которые ставят в отверстия диаметром $d = 23-24$ мм. Минимальное расстояние от оси болта до края элемента $2 \cdot d$, расстояние между осями болтов по высоте ребра не менее $2,5 \cdot d$. Толщина ребра $t_p > 10-12$ мм; R_p - по [1, табл. 52*].

В рядовом узле нижнего пояса фермы на фасонках (см. рис. 15) необходимо проверить прочность сварных швов. Раскосы в таких фермах выполняются из двух равнополочных уголков, сваренных в тавр.

Прочность сварных швов по «обушку» (см. рис. 15):

$$\tau_{об} = \frac{0,7 \cdot N}{2 \cdot \beta_f \cdot k_{fo} \cdot l_{wo}} \leq R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c \quad (34)$$

з обозначения по [1].

Прочность швов по «перу» (см. рис. 15):

$$\tau_n = \frac{0,3 \cdot N}{2 \cdot \beta_f \cdot k_{fn} \cdot l_{wn}} \leq R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c$$

Толщина фасонки фермы принимается по [3, табл. 7.3]. Обычно все фасонки одинаковой толщины, кроме опорных, которые толще на 2 мм. Катеты сварных швов назначаются по толщине фасонки, но не менее 6 мм.

Для определения длины сварных швов узел необходимо нарисовать в масштабе 1:10 или 1:5 с соблюдением углов наклона раскосов. Кроме того, расстояние между швами раскоса и пояса фермы должно быть не менее $6t_f$ - 20 мм, но не более 80 мм (см. рис. 15), где t_f - толщина фасонки.

Для ферм из труб в узле нижнего пояса (в монтажном стыке на фланцах) необходимо определить количество болтов (см. рис. 16) и проверить прочность сварных швов, прикрепляющих фланец к поясу.

Болты во фланцевом соединении нижнего пояса работают на растяжение. Обычно принимаются болты М20.

Количество болтов:

$$n \geq \frac{N}{N_{bt} \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c}, \quad (36)$$

N_{bt} - несущая способность соединения с одним болтом при работе на растяжение;

γ_b - коэффициент, учитывающий неравномерную работу

болтового соединения;

$$\gamma_b = 0,9.$$

$$N_{bt} = R_{bt} \cdot A_{bn},$$

где R_{bt} - предел прочности металла болта при работе на растяжение

по табл. 1,

A_{bn} - площадь сечения болта нетто, [1, табл. 62*].

Проверка прочности сварных швов по фланцу:

$$\tau_f = \frac{N}{\beta_f \cdot k_f \cdot l_w} \leq R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c, \quad (38)$$

где l_w - расчетная длина шва, равная периметру поясной трубы
минус 10 мм на непровар.

Все обозначения в (38) по [1]. При невыполнении проверки (38)
фланец усиливается ребрами жесткости (см. рис. 16).

2.5. Расчет связей

Считается, что треугольные связи (рис. 17) работают на сжатие, а
крестовые (рис. 18) - на растяжение. Поперечное сечение любой связи в
курсовой работе подбирается по предельной гибкости.

И для сжатых, и для растянутых связей назначается расчетная
длина (см. рис. 17, 18).

Требуемые радиусы инерции:

$$\left. \begin{aligned} i_{mp-x} &= \frac{l_{ef-x}}{[\lambda]} \\ i_{mp-y} &= \frac{l_{ef-y}}{[\lambda]} \end{aligned} \right\} \quad (39)$$

где $[\lambda]$ - предельная гибкость для связей по [1, табл. 19* и 20*].

Задавшись типом поперечного сечения связей, по сортаменту
выбирают необходимые профили:

$$i_x \geq i_{mp-x} ; i_y \geq i_{mp-y} .$$

Для связей, как и для ферм, можно выполнить унификацию
сечений.

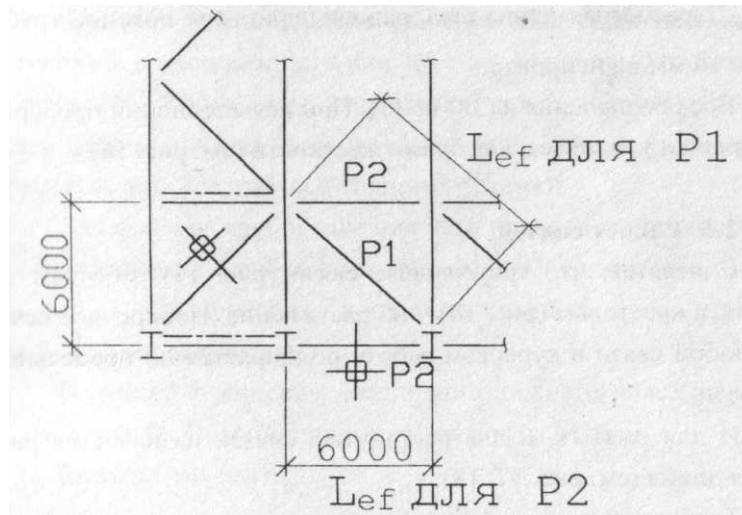


Рис. 1 7. К расчету треугольных связей



Рис 18. К расчету крестовых связей. Расчетная длина в плоскости связей равна расстоянию от центра узла до точки пересечения элементов, а из плоскости - полной длине элементов

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. СНиП И-23-81*: Стальные конструкции : взамен СНиП П-В 3-72 ; СНиП И-И.9-62 ; СН 376-67 ; введ. в действие 01.01.82 / Госстрой СССР. - М. : Госстрой СССР, 1990.- 96 с.
2. СНиП 2.01.07-85*: Нагрузки и воздействия : взамен главы СНиП II-6-74 ; введ. в действие 01.01.87 / Госстрой СССР. -М., 1996:-44 с.
3. Металлические конструкции. Элементы стальных конструкций : в 3 т. / В. В. Горев, Б. Ю. Уваров, В. В. Филиппов и др. М. : Высшая школа, 1997. - Т. 1. - 528 с.
4. Металлические конструкции: вопросы и ответы / В. В. Би-рюлев, А. А. Кользеев, И. И. Крылов и др. - М. : АСВ, 1994. - 336 с.
5. Бирюлев В. В. Компонировка и подбор сечений элементов металлических конструкций с использованием ЭВМ : учеб. пособие / В. В. Бирюлев, А. А. Кользеев. - Новосибирск : НИСИ им. Куйбышева, 1990. 80 с.
6. Бирюлев В. В. Проектирование металлических конструкций с замкнутыми сечениями : учеб. пособие / В. В. Бирюлев, А. А. Кользеев. - Новосибирск : НИСИ им. Куйбышева, 1988. - 88 с.
7. Кользеев А. А. Металлические конструкции. Расчет сжатых стержней в примерах : учеб. пособие / А. А. Кользеев ; Новосиб. гос. архитектур.-строит. ун-т. - Новосибирск : НГАСУ, 1999.- 84 с.

Примеры выполнения графической части

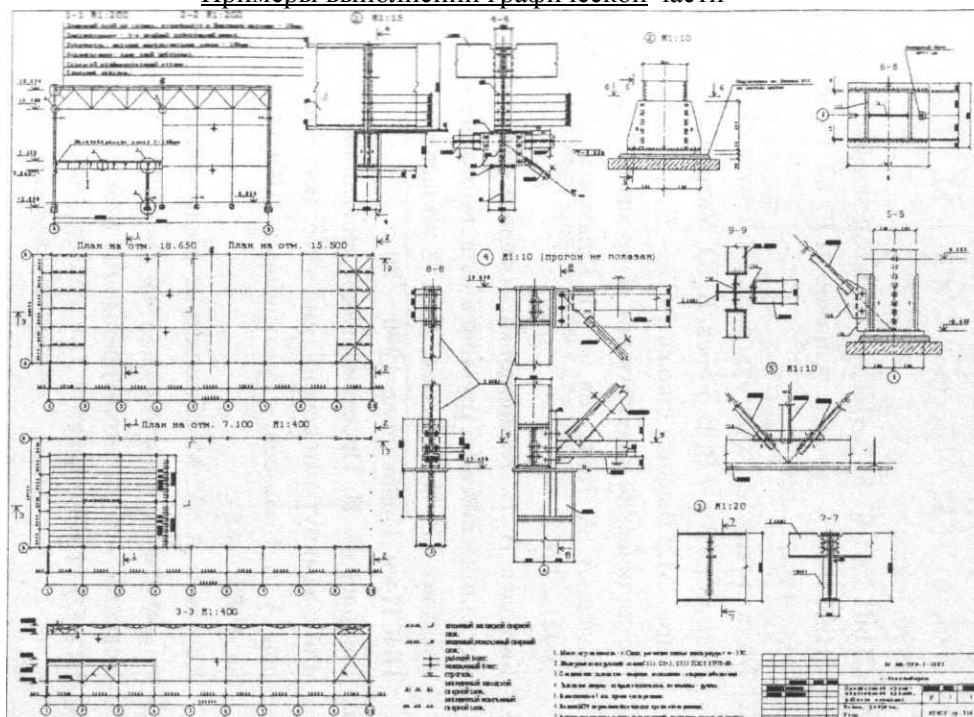


Рис. ПЛ. Вариант компоновки чертежа на листе формата А1

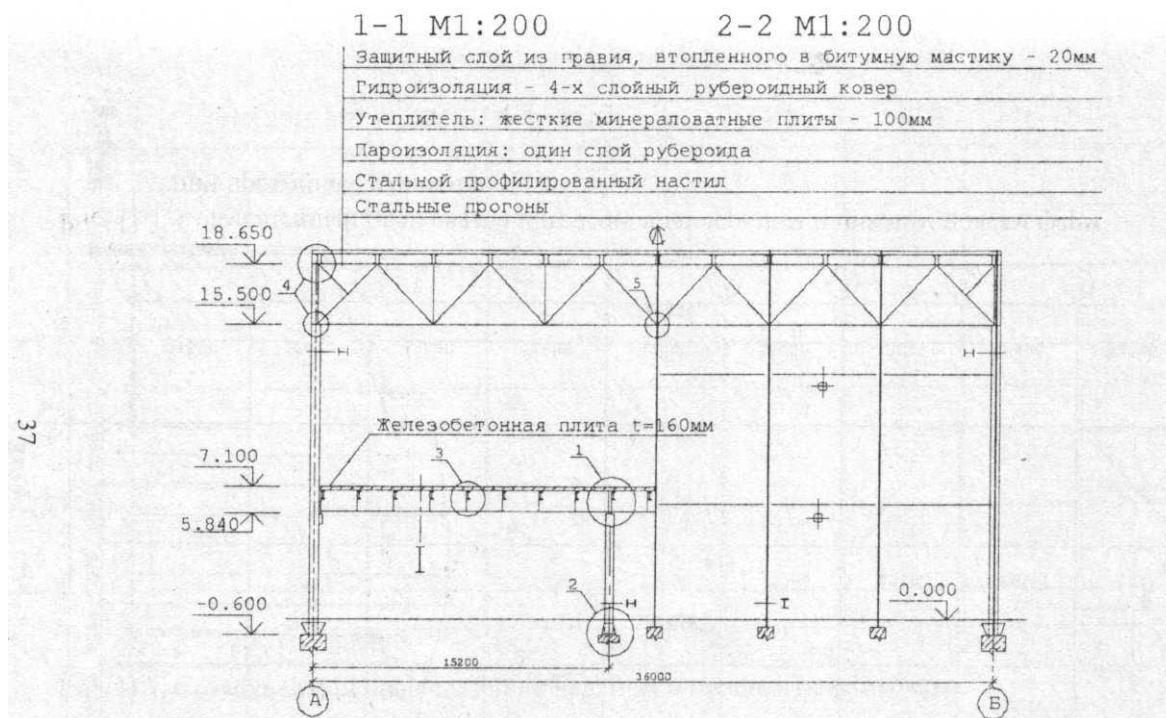
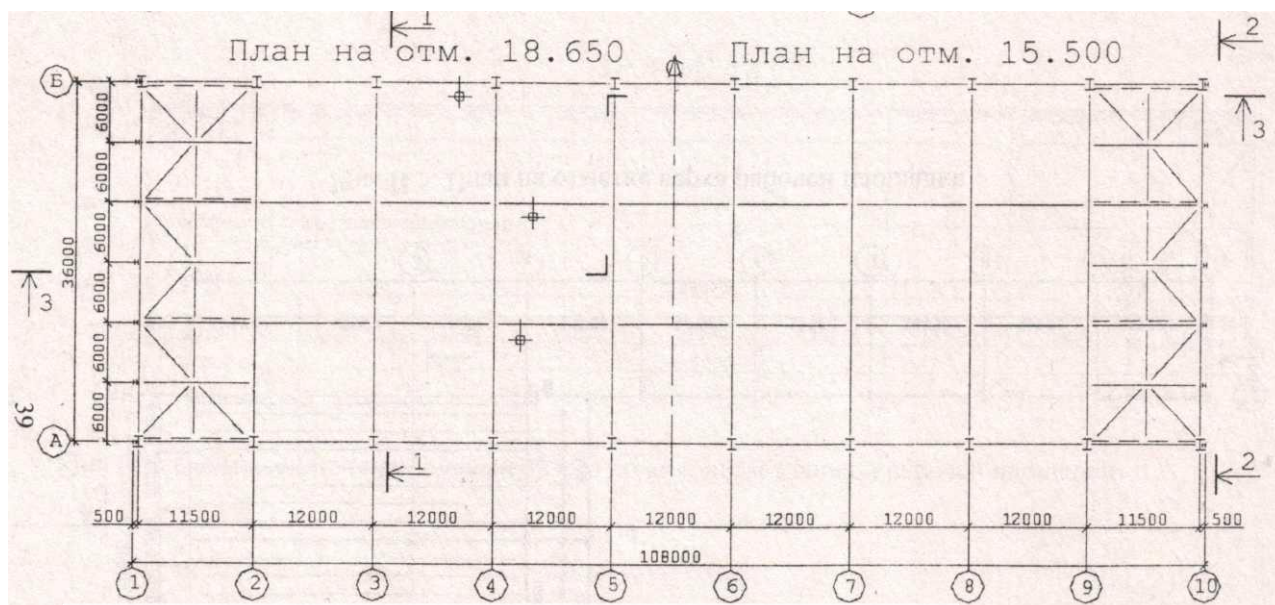
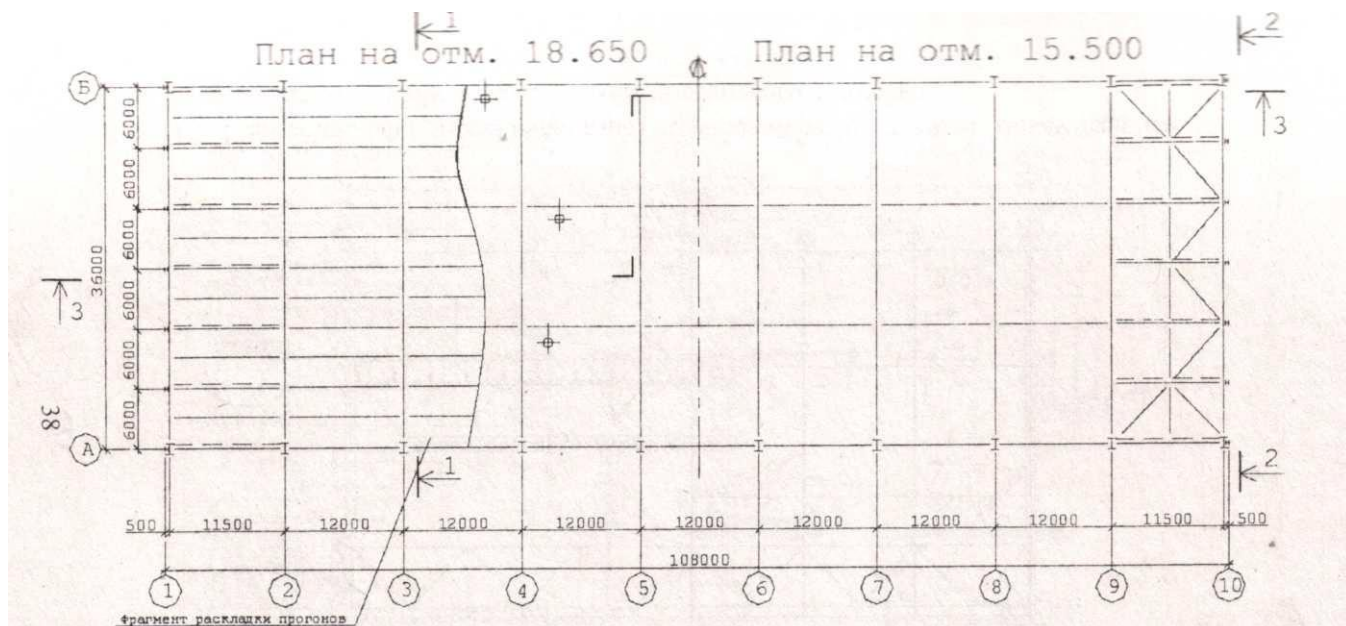
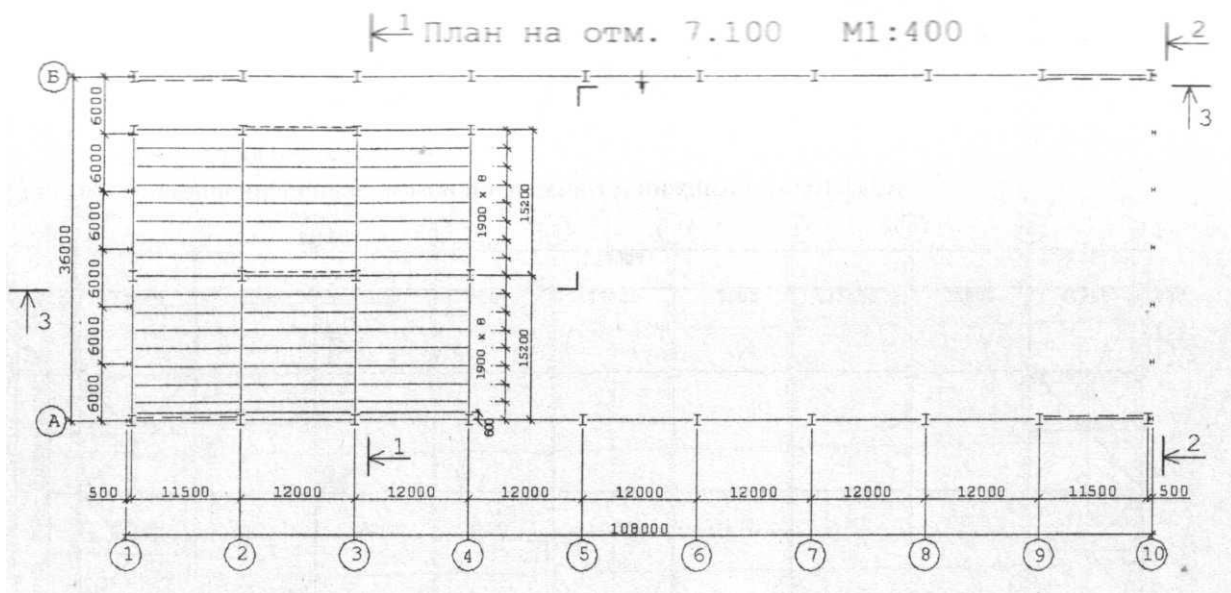
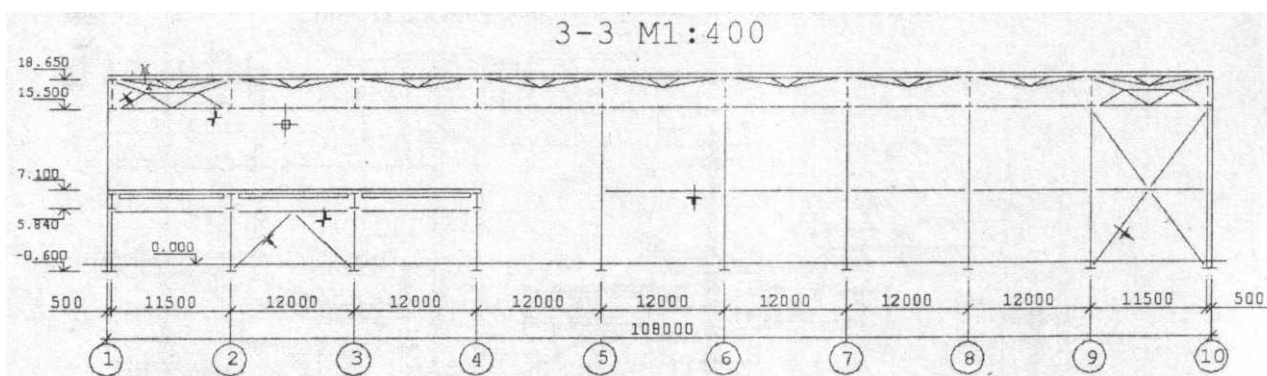


Рис. П.2. Совмещенный поперечный разрез по рядовой раме, главным балкам рабочей площадки и крайней раме со схемой торцевого фахверка

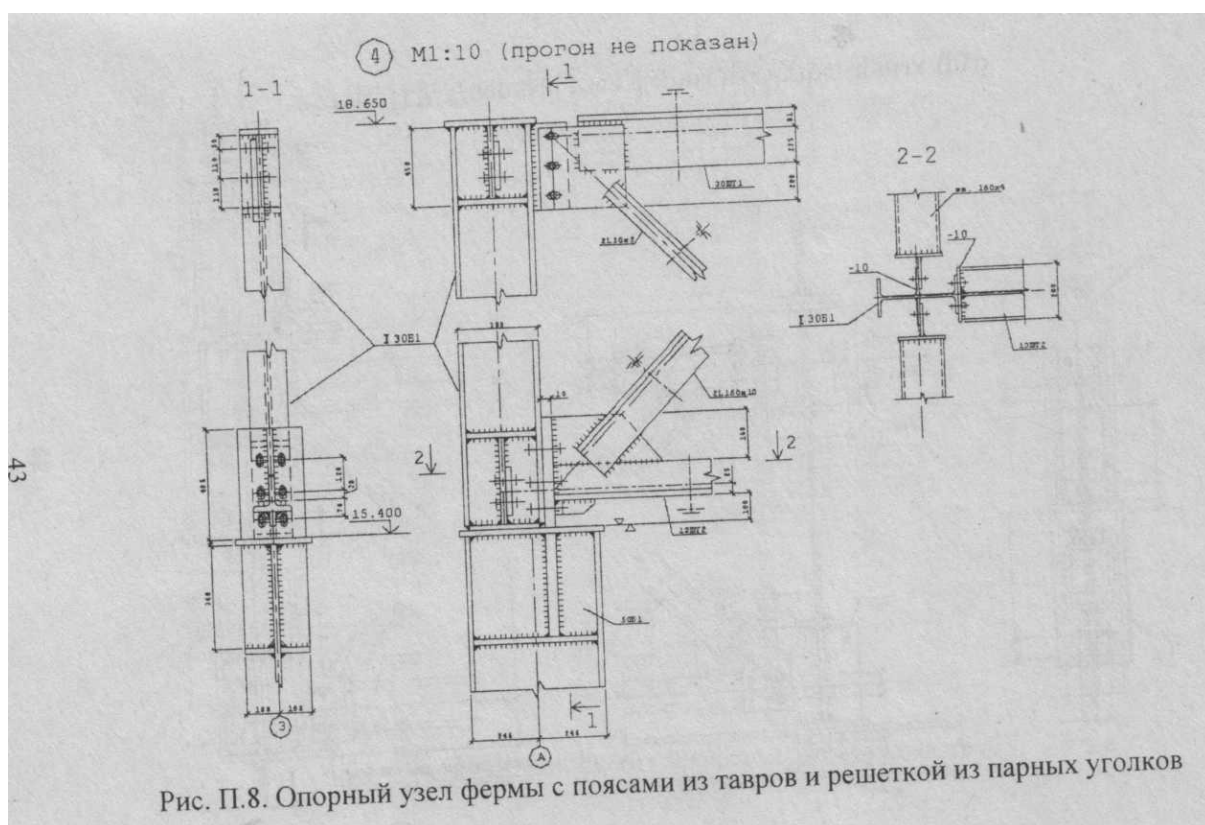
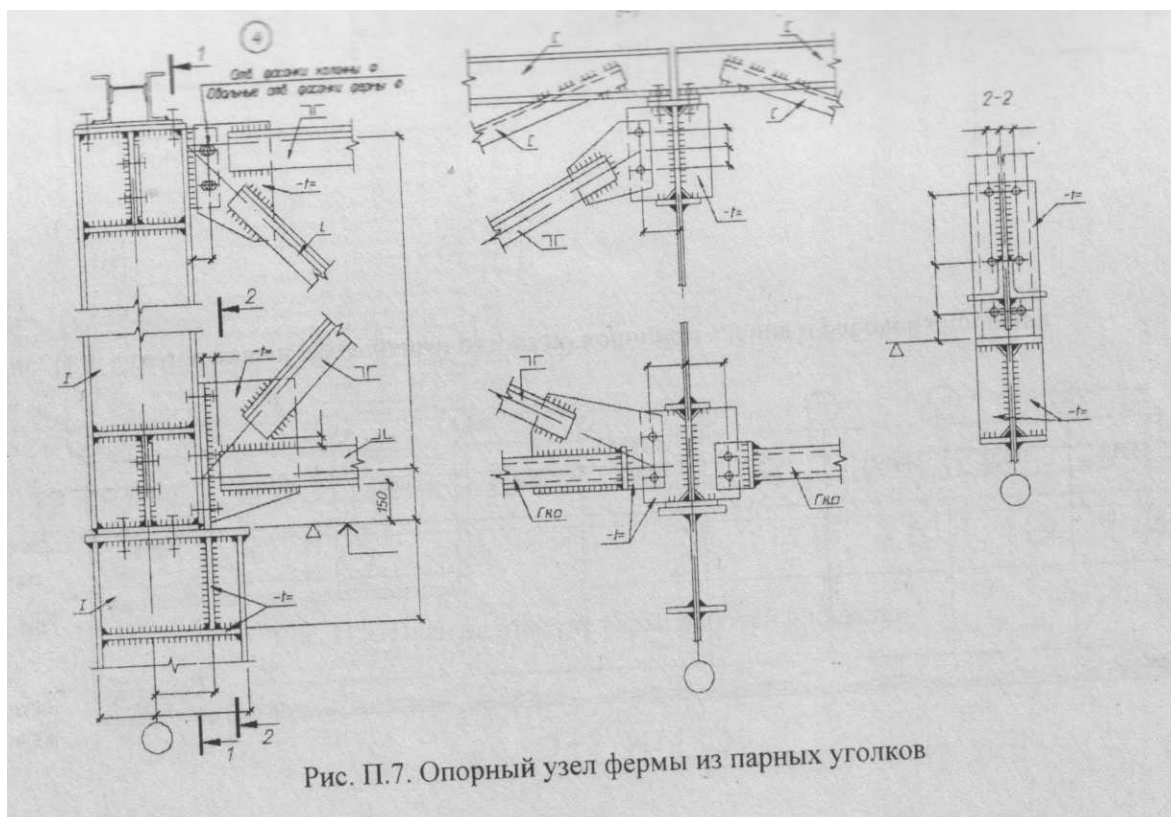


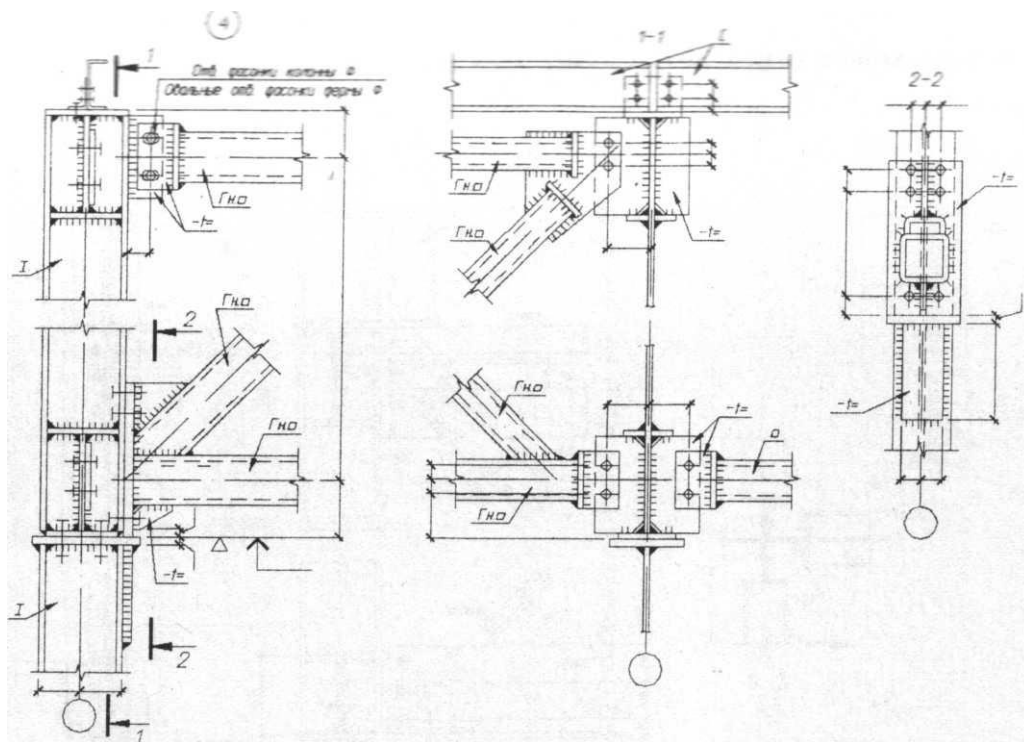


5. План на отметке верха рабочей площадки

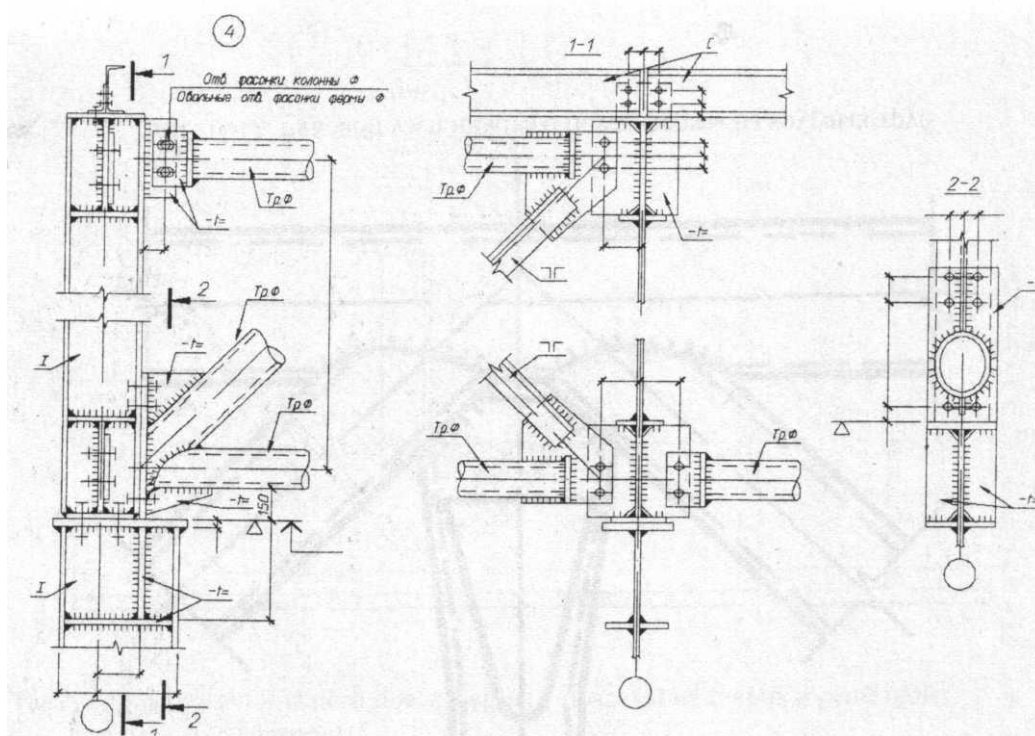


6. Совмещенный продольный разрез по колоннам здания и рабочей площадки





9. Опорный узел фермы из гнутосварных труб



10. Опорный узел фермы из круглых труб

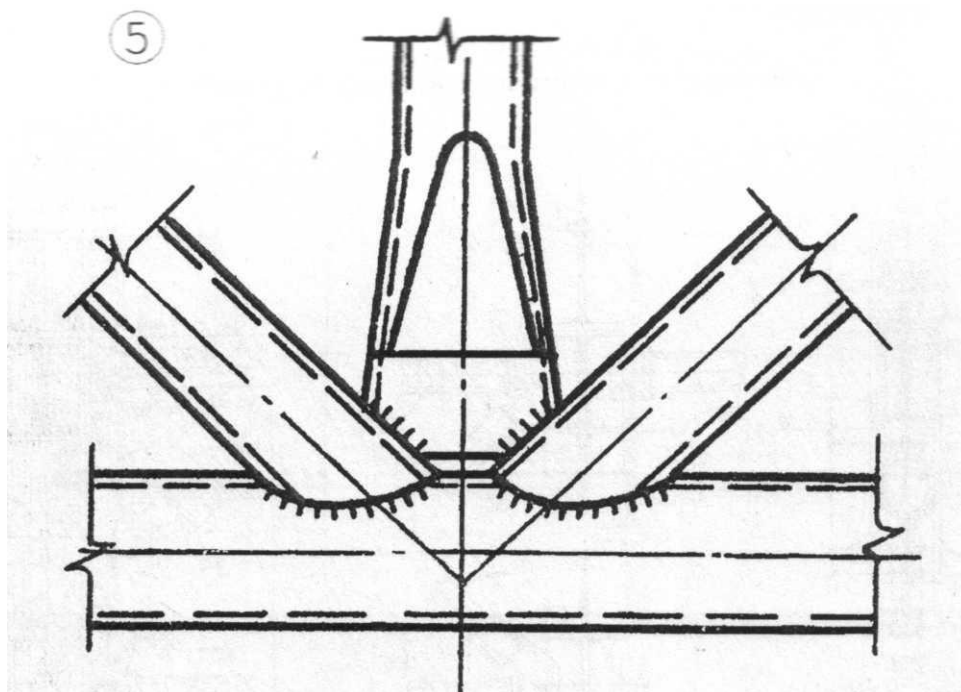


Рис. 11. Рядовой узел нижнего пояса фермы из круглых труб

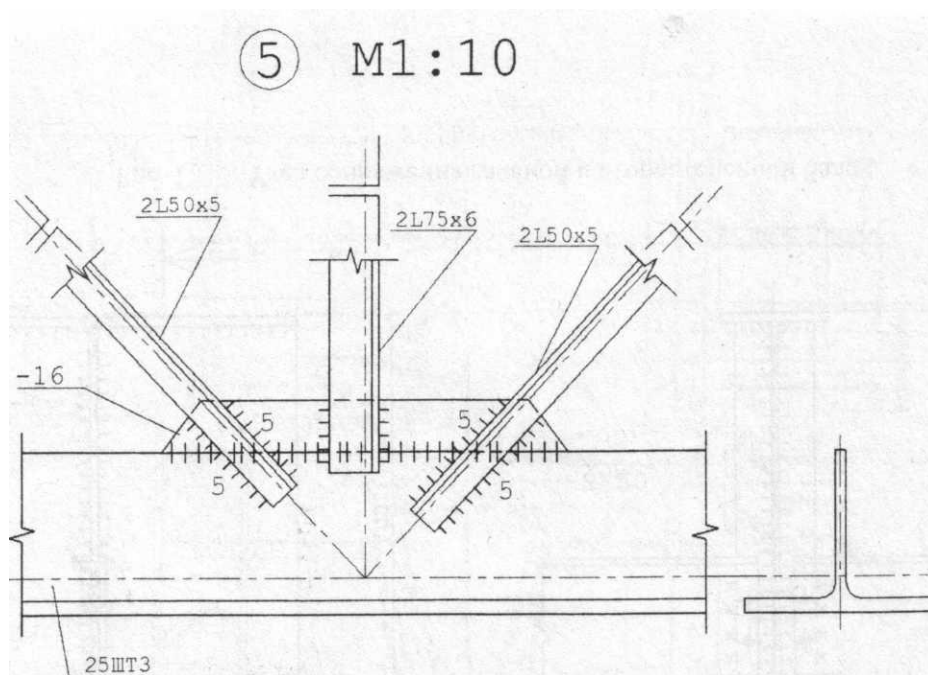
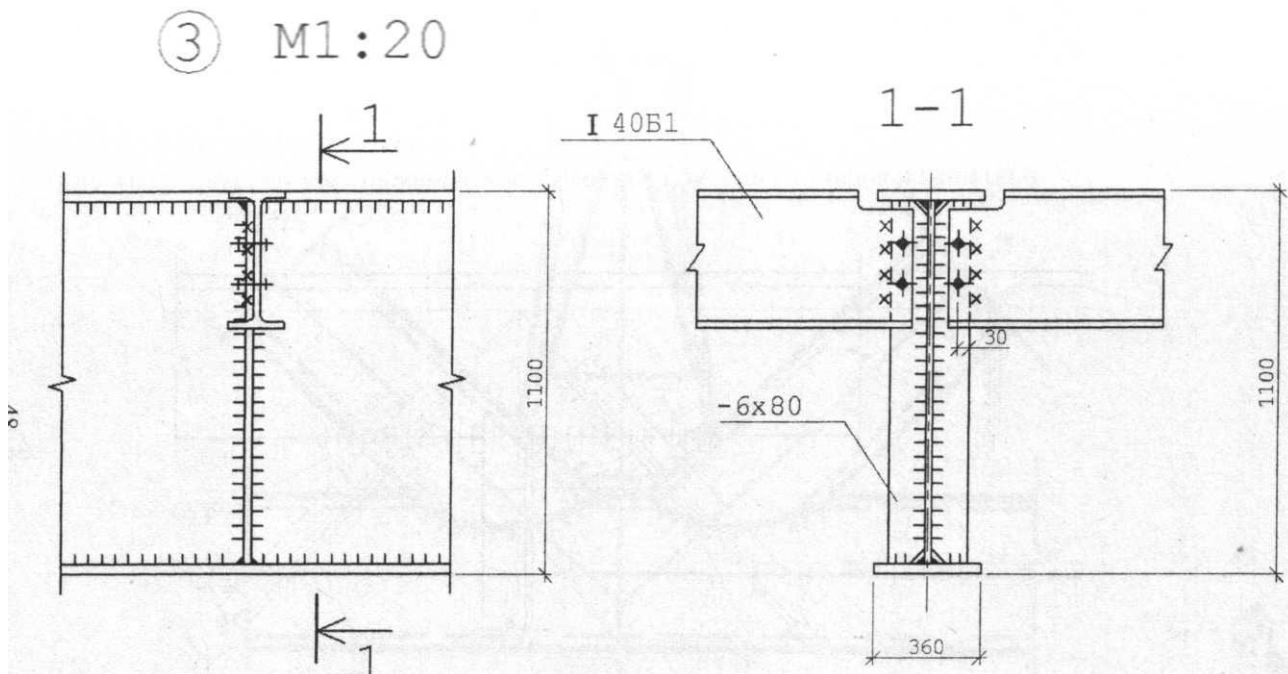
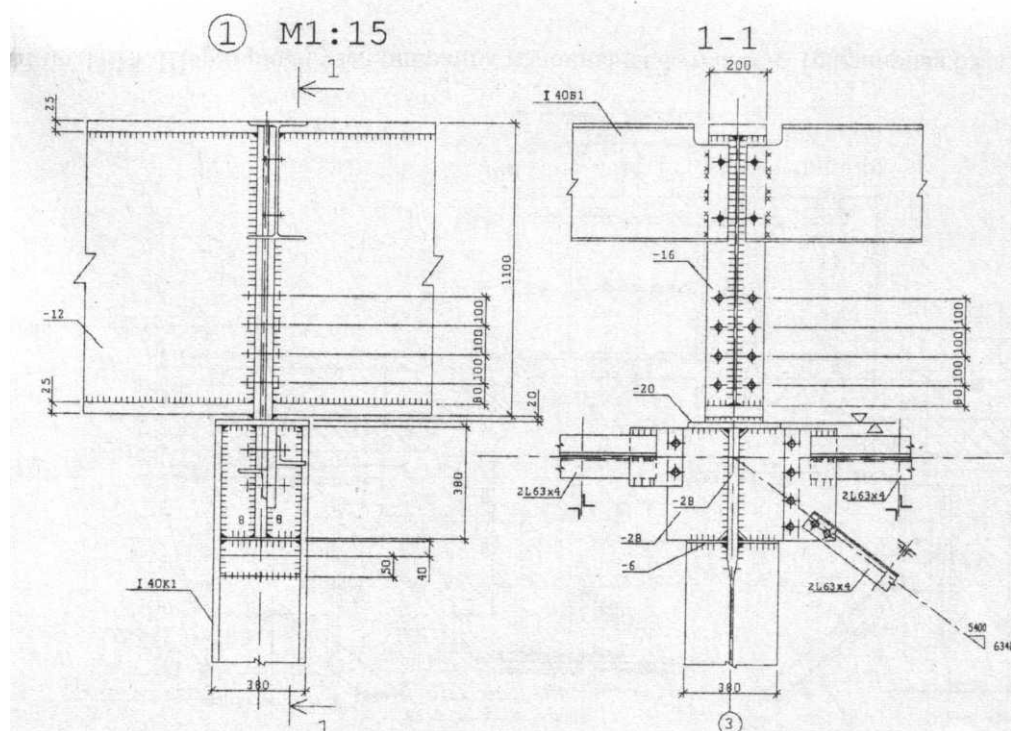


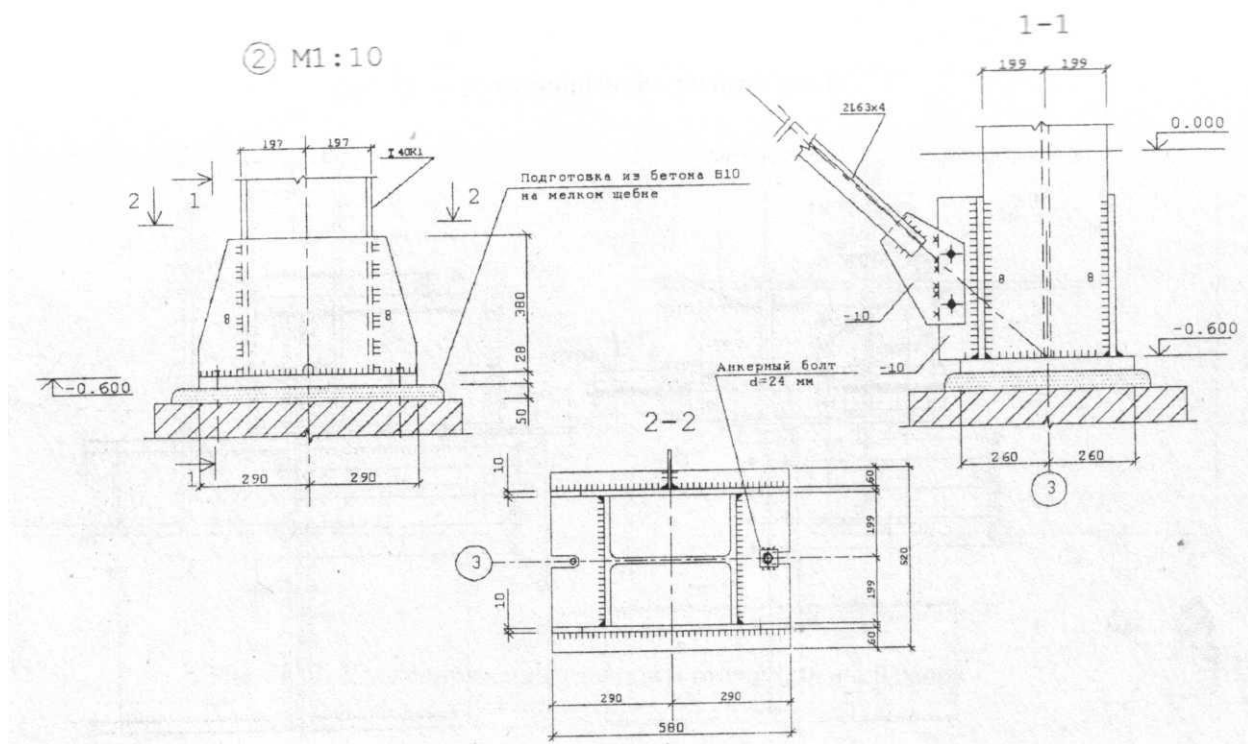
Рис. П. 12. Рядовой узел нижнего пояса фермы с поясами из тавров и решеткой из парных уголков



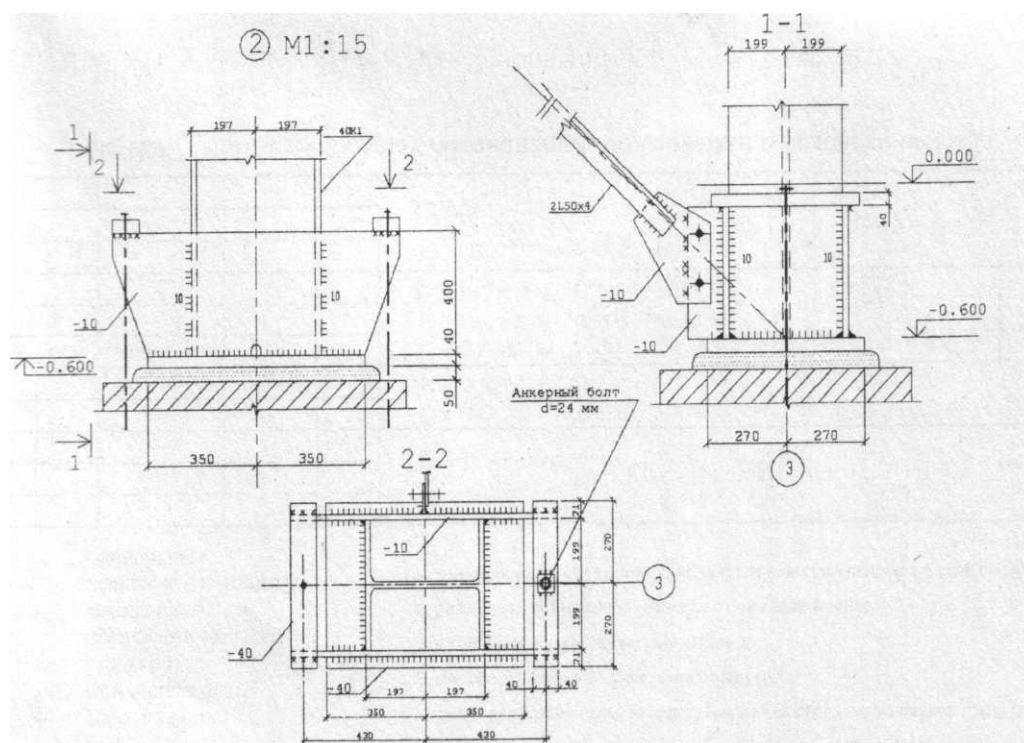
13. Узел сопряжения главной и второстепенной балок



14. Узел опирания главных балок



15. Шарнирный узел опирания колонны на фундамент (шарнирная база колонны)



16. Жесткий узел опирания колонны на фундамент (жесткая база колонны)

