

МИНИСТЕРСТВО ОБЩЕГО И ПРОФЕССИОНАЛЬНОГО ОБРАЗОВАНИЯ
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

НОВОСИБИРСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ АРХИТЕКТУРНО-СТРОИТЕЛЬНЫЙ
УНИВЕРСИТЕТ (СИБСТРИН)

Кафедра металлических
конструкций

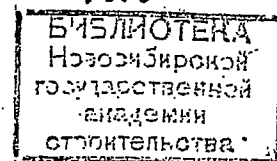
МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ

Методические указания
к расчетно-графическому упражнению
для студентов специальности 2903
"Промышленное и гражданское строительство"

НОВОСИБИРСК 1998

Методические указания разработаны к.т.н. доцентом Б.П.Васютой,
к.т.н. доцентом В.Б.Волковым, инженером Н.В.Съемщиковым

5858



Утверждены методической комиссией строительного факультета
17.02.98 г.

Рецензент: – А.В. Меньшиков, технический директор
НИПСР "Рекон"

5858

Новосибирский государственный
архитектурно-строительный
университет, 1998

на иттин
сессию.

СОДЕРЖАНИЕ

	С.
Введение	2
1. Компонировочное решение	2
2. Порядок проектирования балок и колонн	3
3. Расчет и конструирование балок	3
3.1. Вспомогательные балки	3
3.2. Глазные балки	5
3.2.1. Определение расчетного пролета и нагрузок на главную балку	6
3.2.2. Силовой расчет	6
3.2.3. Компонировка сечения и проверка прочности и общей устойчивости	6
3.2.4. Изменение сечения главной балки	9
3.2.5. Проверка общей устойчивости и деформативности балок	9
3.2.6. Проверка местной устойчивости балок	10
3.2.7. Расчет поперечных швов, опорных частей балок, узлов сопряжений балок	11
4. Расчет и конструирование колонн	12
4.1. Выбор расчетной схемы	12
4.2. Компонировка сечения сплошностенчатой колонны	13
4.3. Проверка сечения сплошностенчатой колонны	16
4.4. Компонировка сечения сквозной колонны	17
4.5. Проверка сечения сквозной колонны	17
4.6. Конструирование и расчет оголовка колонны	18
4.7. Конструирование и расчет базы колонны	19
4.8. Подбор сечения связей по колоннам	22
Литература	23
Приложение	24

ВВЕДЕНИЕ

Расчетно-графическое упражнение (РГУ) по металлическим конструкциям является разновидностью реального проектирования на основе упрощенных исходных данных.

Целями РГУ являются:

- освоение методики компоновки простейших сооружений, выполняемых в металле;
- решение вопросов, связанных с выбором сталей и расчетных схем элементов проектируемого сооружения, проведением силовых и конструктивных расчетов для обеспечения требуемой прочности, устойчивости, жесткости;
- освоение методики конструирования элементов здания или сооружения, их узлов и сопряжений.

Темой РГУ являются сооружения, включающие в свой состав балочную клетку, колонны и связи. Это – рабочие площадки производственных зданий, мостовые переходы для пешеходного движения, акведуки и др.

Упражнение состоит из графической части, включающей компоновочное решение сооружения, конструктивные решения элементов, узлов сопряжений и пояснительной записки к графической части.

При выполнении РГУ студент обязан использовать нормативную [1,2,3], а также при необходимости учебную и справочную [4–10] литературу.

Данные “Методические указания” разработаны на основании “Методических указаний” 1993 г. [11].

1. КОМПОНОВОЧНОЕ РЕШЕНИЕ

Проектирование здания или сооружения начинается с разработки компоновочной схемы (рис.1), в которой за основу, как правило, принимают балочную клетку нормального типа, опирающуюся на центрально-сжатые колонны. Неизменяемость клетки в плоскости главных балок обеспечивается либо прикреплением этих балок к зданию или сооружению (для рабочих площадок – это каркас здания цеха, для мостовых переходов – береговые сооружения), либо устройством жесткого примыкания колонны к фундаменту в этой плоскости. В плоскости, перпендикулярной главным балкам, неизменяемость клетки обеспечивается постановкой связей по колоннам, т.е. созданием диска.

После разработки компоновочной схемы должны быть определены пролеты главных и второстепенных балок. В РГУ эти размеры, как правило, задаются в исходных данных на проектирование.

Шаг вспомогательных (второстепенных) балок a зависит от типа настила балочной клетки и нагрузок.

При железобетонном настиле толщиной $10 \div 20$ см можно принимать $a = 1.5 \div 2.5$ м. При стальном настиле толщиной $6 \div 12$ мм — $a = 0.8 \div 1.5$ м.

Пролет вспомогательных балок "В" зависит от назначения проектируемого сооружения и определяется технико-экономическими соображениями. В РГУ он задается и равен шагу главных балок, при этом статическая схема вспомогательных балок принимается в виде однопролетных шарнирно-опертых балок. В мостовых переходах вспомогательные балки могут быть с консолями. Сопряжение вспомогательных балок с главными может быть в одном уровне или этажное.

Статические схемы главных балок могут быть однопролетными шарнирно-опертыми или двухконсольными с шарнирным опиранием, что оговаривается в задании на проектирование.

Схемы колонн зависят от ранее описанного способа обеспечения неизменяемости сооружения. При этом, как правило, опирание главных балок на колонны принимается шарнирным.

2. ПОРЯДОК ПРОЕКТИРОВАНИЯ БАЛОК И КОЛОНН

После разработки компоновочной схемы балочной клетки и всего сооружения, выбора расчетных схем элементов расчет конструкций выполняется в следующем порядке.

2.1. Сбор нагрузок на вспомогательные балки, силовой расчет этих балок, подбор и проверка их сечения.

2.2. Сбор нагрузок на главные балки, силовой расчет этих балок, подбор и проверка сечения, конструктивное оформление главных балок.

2.3. Сбор нагрузок на колонны, подбор и проверка их сечения, конструктивное оформление.

2.4. Подбор сечений элементов связей.

3. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ БАЛОК

3.1. Вспомогательные балки

3.1.1. Сбор нагрузок производится в табличной форме. Нагрузка, действующая на вспомогательные балки и все нижележащие конструкции, состоит из постоянной "р" и временной (полезной) "q" нагрузок. Постоянная нагрузка (собственный вес пола, настила, стальных несущих конструкций) определяется в ходе проектирования. Временная нагрузка — это технологическая нагрузка (вес оборудования, различных материалов, вес от скопления людей и т.п.) приводится в задании на проектирование. Пример сбора нагрузок приведен в табл. 1. Нагрузка на вспомогательные балки принимается равномерно распределенной с интенсивностью $(p+q)$ кН/м². Зная ширину грузовой площадки для этих балок "а", равную шагу балок, можно определить погонную нагрузку $g = (p+q) \times a$. Полезная нагрузка на вспомогательные балки пешеходных мостов оп-

ределяется аналогично. Вес скопления людей принимается по [1]. При загрузке снеговой нагрузкой пешеходных мостов принимается коэффициент сочетаний равный 0.9 для нагрузок от людей и снега.

Для определения расчетных нагрузок следует нормативную нагрузку умножить на коэффициент γ_f , который принимается по [1]. Для полезной нагрузки в РГУ можно принимать $\gamma_f=1.2$.

3.1.2. После определения значений расчетной нагрузки на вспомогательные балки производится их силовой расчет – строятся эпюры изгибающих моментов "M", поперечных сил "Q", определяются опорные реакции "V".

3.1.3. Назначается тип сечения вспомогательных балок и сталь для них. В РГУ рекомендуется эти балки выполнять прочатного двутаврового сечения из балочных либо широкополочных двутавров. Сталь и R_y принимаются по указаниям [2].

Подбор сечения балок производится с учетом ограниченного развития пластических деформаций из условия прочности:

$$\sigma = M_{max} / c_1 \cdot W_{n,min} \leq R_y \cdot \gamma_c \quad (1)$$

где M_{max} – максимальный расчетный изгибающий момент в балке; $W_{n,min}$ – момент сопротивления сечения балки нетто; c_1 и γ_c – коэффициенты, определяемые по [2].

Приравняв требуемый момент сопротивления к $W_{n,min}$, находим:

$$W_{np} = M_{max} / c_1 \cdot R_y \cdot \gamma_c$$

По полученному значению W_{np} из сортамента подбирается двутавр с $W_x \geq W_{np}$, выписываются для него геометрические характеристики: I_x, I_y, W_x, b, t, t_w .

Далее по известной толщине полки двутавра (размер "t" в сортаменте) уточняется R_y и проводится проверка прочности по формуле (1).

Проверка деформативности балок производится от действия нормативных нагрузок. При равномерно распределенной нагрузке для однопролетных схем можно воспользоваться формулой:

$$f/B = 5 \cdot g_n \cdot B^3 / 384 \cdot E \cdot I_x \leq |f/B|,$$

где B – пролет балки; $g_n = (p_n + q_n) \cdot a$, (кН/м.пог); $E = 2.06 \cdot 10^5$ МПа; $|f/B|$ – нормируемый относительный прогиб балки, определяемый по [3].

Проверка общей устойчивости балок производится по указаниям [2], по формуле:

$$\sigma = M_{max} / W_x \cdot \varphi_b \leq R_y \cdot \gamma_c \quad (2)$$

где W_x – момент сопротивления принятой балки; φ_b – коэффициент, определяемый по [2]; $\gamma_c = 0.95$ – при проверке устойчивости. Несмотря на то, что в соответствии с указаниями [2] общая устойчивость балок обеспечена, из методических соображений такую проверку все же проводим, условно заменяя монолитную железобетонную плиту сборной, имеющей ширину 1500÷3000 мм так, чтобы $l_{ef} / b > |l_{ef} / b|$. Здесь l_{ef} – рас-

четная длина балки при расчете на общую устойчивость, равная принятой ширине сборной ж/б плиты, b – ширина полки балки, $|l_{ef}/b|$ – предельное значение, при котором не требуется проверка общей устойчивости, определяется по указаниям [2]. Устойчивость балки считается обеспеченной, если выполняется условие (2). Учитывая, что проверка проводится из методических соображений, и если даже условие (2) не выполняется, то корректировать сечение балки не следует.

Таблица 1

ПРИМЕР СБОРА НАГРУЗОК НА РАБОЧУЮ ПЛОЩАДКУ

№ п/п	Наименование нагрузки	Нормативное значение нагрузки, кН/м ²	γ_f	Расчетное значение нагрузки, кН/м
1	А. Постоянные нагрузки Пол асфальтобетонный $t = 40 \text{ мм}; \gamma = 18 \text{ кН/м}^3$ $p_1 = 18 \cdot 0.04 = 0.72 \text{ кН/м}^2$	0.72	1.3	0.94
2	Монолитная железобетонная плита $t = 100 \text{ мм}; \gamma = 25 \text{ кН/м}^3$ $p_2 = 25 \cdot 0.1 = 2.5 \text{ кН/м}^2$	2.5	1.2	3.0
3	Собственный вес вспомогательных балок $p_3 = 0.2 \text{ кН/м}^2$	0.2	1.05	0.21
	Итого	3.42		4.15
4	Б. Временная (полезная) нагрузка "q"	20	1.2	24
	ВСЕГО (p+q)	23.42		28.15

3.2. Главные балки

Расчет производится в следующей последовательности:

- определяется расчетный пролет балки и действующие на нее нагрузки;
- производится силовой расчет балок с построением эпюр "M" и "Q";
- производится компоновка сечения и проверка;
- производится изменение сечения балки (если это необходимо) с проверкой прочности изменения сечения;
- производится проверка местной устойчивости полок и стенки балок;

• производится расчет поясных швов, опорной части балки и сопряжения вспомогательных балок с главной.

3.2.1. Определение расчетного пролета и нагрузок на главную балку

Расчетный пролет " l " зависит от конструктивного решения опорных частей балок. При опирании балки на стальную колонну сверху расчетный пролет " l " равен расстоянию между осями колонн, при опирании балки на колонну сбоку расчетный пролет " l " равен расстоянию "в свету" между внутренними гранями колонн.

Нагрузки на главную балку в рабочих площадках и пешеходных мостах передаются от вспомогательных балок в виде системы сосредоточенных сил " F ", которые численно равны величине реакции опор " V " второстепенных балок. Сосредоточенная сила для рабочих площадок равна $F = 2V$; для мостов $F = V$. Если на главную балку передается в пролете пять или более сосредоточенных сил, то нагрузку можно принимать в виде распределенной, которая определяется аналогично нагрузке на вспомогательную балку. При этом ширина грузовой площадки будет равна шагу главных балок " B ". Кроме того, эту нагрузку следует умножить на коэффициент $\alpha = 1.03 \div 1.05$, который учитывает собственный вес главных балок. Сосредоточенные силы так же следует умножить на этот коэффициент для учета собственного веса главных балок.

3.2.2. Силовой расчет

Силовой расчет главных балок производится методами строительной механики от действия конкретных нагрузок с построением эпюр " M ", " Q " и определением опорных реакций " V ". Расчет может быть произведен на ЭВМ.

3.2.3. Компонировка сечения и проверка прочности и общей устойчивости

Главные балки проектируются (в соответствии с заданием) сварными составного сечения. Тип сечения, как правило, симметричный двутавр (рис. 2). Компонировку двутаврового составного сечения следует начинать с назначения высоты балки. В РГУ высоту балки назначают исходя из двух критериев:

- а) из условия экономичности (минимального расхода стали);
- б) из условия жесткости балки.

Исходя из условия минимального расхода стали, высота балки определяется при $h \leq 1.3$ м по формуле:

$$h_{opt} = k \sqrt{W_{tr} / t_y} \quad (3)$$

где $W_{tr} = M_{расч} / R_y \gamma_c$; $t_y = [7 + 3 \cdot h(m)]$, мм; h — высота балки определяется в первом приближении, как $h \approx 0.1l$, l — пролет главной балки, $k = 1.15$ —

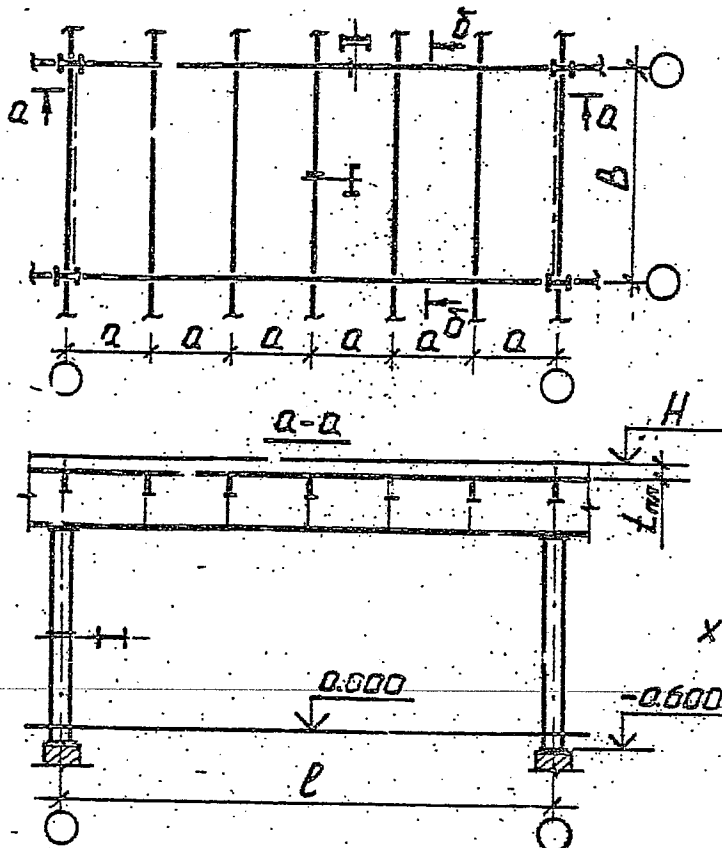


Рис. 1. Компановочная схема рабочей площадки

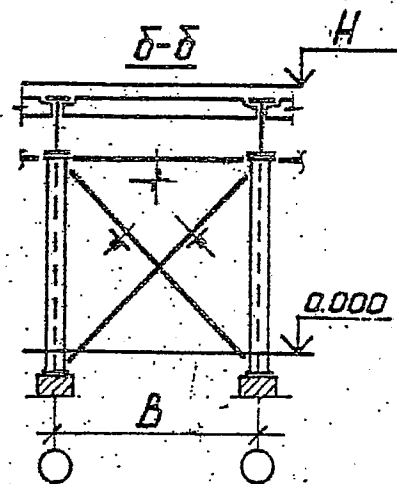


Рис. 2

1-1 (увеличено)

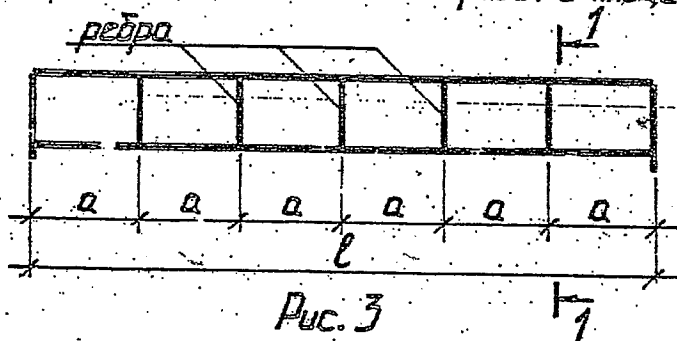
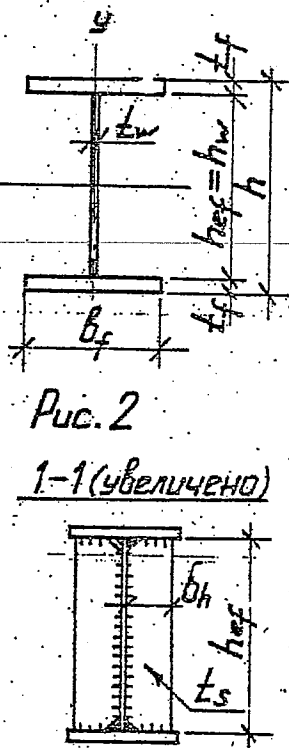


Рис. 3

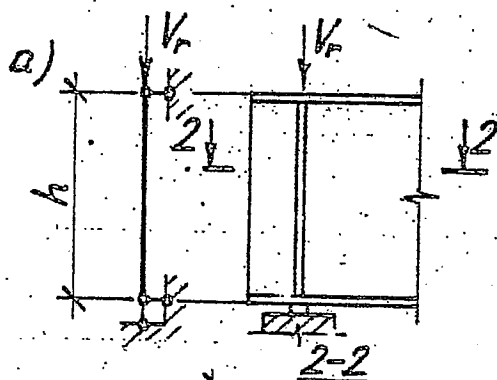
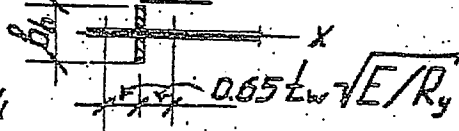


Рис. 4



для балок постоянного сечения (неразрезные и консольные схемы главных балок), $k=1.10$ — для балок переменного сечения (однопролетные балки рабочих площадок, пешеходных мостов), $\gamma_c = 1$.

При $h > 1.3$ м: $h_{opt} = \sqrt[3]{W_{пр} \cdot \lambda_w}$, где $\lambda_w = h_{ef}/t_w = 100 \div 150$ — гибкость стенки.

Из условия обеспечения требуемой жесткости:

$$h_{min} = 5 \cdot R_y \cdot \gamma_c \cdot |1/f| \cdot (p_n + q_n) / [24E \cdot (p + q)], \quad (4)$$

где $|1/f|$ — по [3].

Из полученных высот h_{opt} , h_{min} принимают большую. Рекомендуется в балках с $h < 1$ м принимать h кратным 5 см, при $h > 1$ м — кратным 10 см.

Минимально допустимая толщина стенки из условия прочности на срез:

$$t_{w(min)} \geq 1.5 Q_{расч} / h_{ef} \cdot R_s \cdot \gamma_c, \quad (5)$$

где R_s — расчетное сопротивление стали сдвигу определяется в зависимости от значения R_y по указаниям [2]. Расчетную высоту стенки h_{ef} можно в первом приближении принять равной $h_{ef} = 0.97h$. Если $t_{w(min)} < 6$ мм, то принимается $t_w = 6$ мм; если $t_{w(min)} > 6$ мм, то t_w принимается по сор-таменту, толщиной кратной 2 мм. Если принята t_w отличается от тол-щины стенки в формуле (5) более чем на 2 мм, то в формуле (3) надо поставить новое значение t_w и повторить назначение h_{opt} , h , $t_{w(min)}$, t_w .

Для определения значений b_f , t_f необходимо найти требуемую пло-щадь пояса A_f . Для этого определяют требуемый момент инерции $I_x = W_{пр} \cdot h/2$, который также равен: $I_x = I_w + 2I_f$, где $I_w = t_w \cdot h_{ef}^3 / 12$.

Тогда $I_f = 0.5 (I_x - I_w) \approx A_f \cdot (h/2)^2$ или $A_f = 2(I_x - I_w) / h^2$.

Ширина пояса выбирается из условия $b_f = (1/3 \div 1/5)h$, тогда $t_f = A_f / b_f$, b_f и t_f назначаются с учетом сортамента на листовую сталь, при этом должно выполняться условие: $b_f/t_f < |b_f/t_f| \approx \sqrt{E/R_s}$.

Далее вычисляют окончательное значение: $A = A_w + 2A_f$; I_x ; W_x ; S_x ; уточняют значения R_y для полок и стенки и приступают к проверочной части.

Прочность сечения проверяют, исходя из предположения упругой работы стали в балке:

$$\sigma = M_{расч} / W_x \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (6)$$

Для балок постоянного по длине сечения (консольные, неразрезные и однопролетные):

$$\tau = Q_{расч} \cdot S_x / I_x \cdot t_w \leq R_s \cdot \gamma_c, \quad (7)$$

Кроме того, прочность стенки проверяется на совместное действие σ_x и τ_{xy} :

$$\sqrt{\sigma_x^2 + 3\tau_{xy}^2} \leq 1.15 R_y \cdot \gamma_c; \gamma_c = 1.0 \quad (8)$$

$$\text{где } \sigma_x = M_{расч} \cdot h_{ef} / 2I_x; \tau_{xy} = Q_{расч} / t_w \cdot h_{ef}; h_{ef} = h_w \quad (9)$$

Для балок переменного по длине сечения (однопролетные балки рабочих площадок) проверка касательных напряжений и прочность стен-

ки производится после изменения сечения балки.

3.2.4. Изменение сечения главной балки

В однопролетных шарнирно-опертых балках целесообразно изменять ее сечение в соответствии с эпюрой изгибающих моментов. В РГУ рекомендуется изменение сечения производить путем уменьшения b_f , оставляя без изменения h , t_f , t_w .

Для этого ширину пояса b_{f1} в концевой части балки назначают равной $(0.5 \div 0.75) b_f$, принятой для сечения с расчетным моментом $M_{расч}$. При этом должно соблюдаться дополнительное условие $b_{f1} \geq 0.1h$ и $b_{f1} \geq 160$ мм.

После назначения b_{f1} находят геометрические характеристики I_{x1} , W_{x1} , S_{x1} , S_{f1} , где S_{f1} — статический момент полки. Тогда изгибающий момент, который может быть воспринят измененным сечением: $M_1 = W_{x1} \cdot R_y \cdot \gamma_c$, где $\gamma_c = 1.0$. Далее находят методами строительной механики расстояние от опоры балки до ординаты M_1 . Стык поясов в балках относят от сечения с ординатой M_1 в сторону опор на 200–250 мм. В месте изменения сечения балки производят проверки по (6), (7), (8).

3.2.5. Проверка общей устойчивости и деформативности балок

Проверка общей устойчивости балок производится по формуле (2). Устойчивость не требуется проверять, если удовлетворяются следующие условия:

- верхний пояс балок раскреплен непрерывным сплошным жестким настилом (железобетонным, металлическим);
- при отношении расчетной длины балки l_{ef} , равной шагу вспомогательных балок "а" к b_f не более величины, указанной в [2].

Проверка деформативности главной балки заключается в сравнении фактического относительного прогиба f/l к нормируемому $|f/l|$, который определяется по [3].

Фактический прогиб "f" определяется по способу Мора, путем сопряжения эпюры изгибающих моментов в балке от нормативных нагрузок M_n с эпюрой $\bar{M}$ от единичной силы, приложенной в сечении, для которого определяется прогиб:

$$\delta = f = \int (M_n \cdot \bar{M} / EI) dx.$$

В целях упрощения расчета в РГУ допускается систему сосредоточенных нагрузок на главную балку при их числе более 6 заменить эквивалентной равномерно распределенной нагрузкой $q_{н.з} = 8 M_n / l^2$ и прогиб определять без учета изменения сечения балки. Тогда для однопролетных балок:

$$f/l = 5 q_{н.з} \cdot l^3 / 384 EI \leq |f/l|.$$

3.2.6. Проверка местной устойчивости балок

Местная устойчивость поясных листов обеспечена, если выполняется условие, оговоренное в [2].

Стенки балок для обеспечения их местной устойчивости следует укреплять поперечными ребрами, поставленными на всю высоту стенки. Ребра жесткости нужны в том случае, если значение условной гибкости стенки:

$$\bar{\lambda}_w = h_{ef} \sqrt{R_y / E} / t_w > 3.2$$

при отсутствии подвижной нагрузки.

При этом расстояние между поперечными ребрами вдоль балки "а" не должно превышать $2h_{ef}$. В местах приложения неподвижных сосредоточенных нагрузок (например, от вспомогательных балок) и на опорах следует также устанавливать поперечные ребра (рис.3). Ширина выступающей части ребра $b_h \geq (h_{ef} / 30) + 40$ мм, а толщину ребра $t_r \geq 2b_h \sqrt{R_y / E}$. Размер b_h округляется до размера, кратного 10 мм, а t_r принимается по сортаменту.

Местную устойчивость стенки необходимо проверять даже при наличии ребер жесткости, если не выполняется условие $\bar{\lambda}_w \leq 3.5$ — при отсутствии σ_{loc} и $\bar{\lambda}_w \geq 2.5$ — при наличии σ_{loc} . Из методических соображений даже если $\bar{\lambda}_w \leq 3.5$ (2.5) проверку местной устойчивости в РГУ необходимо провести. Расчет на устойчивость стенки при $\sigma_{loc} = 0$ проводят по формуле:

$$\sqrt{(\sigma / \sigma_{cr})^2 + (\tau / \tau_{cr})^2} \leq 1,$$

где $\sigma_{cr} = c_{cr} \cdot R_y / \bar{\lambda}_w^2$; $c_{cr} = 35.5$; $\tau_{cr} = 10.3 \cdot (1 + 0.76 / \mu^2) \cdot R_y / \bar{\lambda}_{ef}^2$, μ — отношение большей стороны отсека балки к меньшей; $\bar{\lambda}_{ef} = d / t_w \sqrt{R_y / E}$; d — меньшая из сторон отсека балки ("а" или " h_{ef} "); $\sigma = M \cdot y / I_x$; $\tau = Q / t_w \cdot h_{ef}$; $y = h_{ef} / 2$; M и Q — средние значения момента и поперечной силы в пределах отсека балки; если длина отсека "а" $> h_{ef}$, то M и Q следует вычислять для более напряженного участка с длиной $a = h_{ef}$; если в пределах отсека M или Q меняют знак, то их средние значения следует вычислять на участке отсека с одним знаком.

В неразрезных балках обязательно проверяется устойчивость стенки в отсеке, примыкающем к средней опоре, в консольных — при опорный отсек со стороны пролета, в однопролетных балках — отсек стенки, примыкающей к сечению с измененной шириной полков со стороны опоры.

Если проверка местной устойчивости стенки не удовлетворяется, то необходимо либо уменьшить длину отсека "а", либо увеличить t_w , учитывая, что последние менее экономично.

3.2.7. Расчет поясных швов, опорных частей балок, узлов сопряжений балок

Расчет поясных швов сводится к определению требуемого катета углового сварного шва k_f . В балках проектируемых из одной стали, при статической нагрузке требуемый катет шва:

$$k_f \geq Q_{расч} S_f / 2 I_x \beta_f R_{шв} \gamma_{шв} \gamma_c,$$

где S_f – статический момент полки балки; $S_f = A_f (h_{ef} + t_f) / 2$.

Для балок с измененным сечением вместо S_f и I_x принимается S_{f1} и I_{x1} , вместо $Q_{расч} = Q$ в месте изменения сечения балки; $\gamma_{шв}$ и γ_c – коэффициенты, принимаемые по [2]. Для автоматической сварки стали с k_f до 580 МПа можно принять $\beta_f = 1.1$; $\gamma_{шв}$ – коэффициент условия работы шва ($\gamma_{шв} = 1.0$); $R_{шв}$ – расчетное сопротивление сварного углового шва условному срезу определяется по [2]. Для электрода Э42, Э42А, сварочной проволоки Св-08, Св-08А, $R_{шв} = 180$ МПа. Для других значений см. [2]. Если $k_f < 6$ мм, то принимаем $k_f = 6$ мм; при больших значениях – $k_f = 8, 10, 12$ мм. Расчет опорных частей балок заключается в назначении сечения опорных ребер с проверкой их устойчивости.

Участок стенки составной балки над опорой должен укрепляться опорным ребром жесткости и рассчитываться на продольный изгиб из плоскости как стойка высотой $l_s = h$, нагруженная опорной реакцией V . В расчетное сечение включается, кроме опорных ребер, и часть стенки (рис. 4).

Площадь опорного ребра определяется из условия смятия торца по формуле: $A_s = b_h t_s = V / R_p$ для рис. 4а. и рис. 4б. при $\delta \leq 1.5 t_s$, (для рис. 4б. при $\delta > 1.5 t_s$, $A_s = V / R_y$), где b_h , t_s и δ – ширина, толщина и выступающая часть ребер, b_h обычно назначается равной b_f на опорном участке балки; R_p – расчетное сопротивление стали смятию, определяемое по [2]. Расчетная схема и сечение стойки показано на рис. 4. Проверка устойчивости опорной стойки относительно оси $x-x$ производится по формуле: $\sigma = V / \phi A \leq R_y \gamma_c$, где A – расчетная площадь стойки, равная: $A = b_h t_s + 1.3 t_w^2 \sqrt{E / R_y}$ (рис. 4а.) и $A = b_h t_s + 0.65 t_w^2 \sqrt{E / R_y}$ (рис. 4б.); ϕ – коэффициент продольного изгиба, определяемый по [2], в зависимости от г.бкости $\lambda = l_{ef} / i_x$; $l_{ef} = h$; $i_x = \sqrt{I_x / A}$; I_x – для расчетного сечения (1-1 или 2-2).

Сопряжение вспомогательных балок с главным по условиям задания следует рассчитывать для случая примыкания вспомогательной балки к поперечному ребру жесткости главной балки. В РГУ сопряжения рекомендуется производить на сварке. Расчет сопряжения заключается в назначении требуемого катета шва k_f . Длина шва l_w определяется высотой стенки вспомогательной балки $l_w = h_{ef} - 1$ см, где $h_{ef} = 0.85h$ – высота стенки прокатной балки до закругления. При проектировании ребер главных балок и вспомогательных из одной стали:

$$k_f \geq V / \beta_f l_w R_y \gamma_{шв} \gamma_c,$$

где V — реакция вспомогательной балки, остальные параметры определялись выше.

Главные балки длиной более 15 м необходимо членить на отправочные марки при помощи укрупнительного монтажного стыка.

4. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ КОЛОНН

Для поддержания рабочих площадок целесообразно предусматривать центрально сжатые стойки со свободным (шарнирным) опиранием главных балок.

Проектирование колонн проводится в следующем порядке:

а) эскизная разработка конструкции колонны с определением условия опирания на фундамент и назначение схемы вертикальных связей;

б) выбор расчетной схемы:

- определение расчетной сжимающей силы N ;
- определение расчетных длин колонн в плоскости и из плоскости главных балок $l_{ef,x}$ и $l_{ef,y}$ с учетом условий закрепления;

в) компоновка сечения колонны:

• выбор типа сечения;

• определение генеральных размеров сечения;

• назначение параметров решетки в сквозных колоннах;

г) проверка сечения колонны;

д) расчет и конструирование оголовка колонны;

е) расчет и конструирование базы колонны.

4.1. Выбор расчетной схемы

Определение расчетной сжимающей силы на колонну производится суммирование опорных реакций главных балок V : в случае опирания двух однопролетных балок $N = 2 \cdot k \cdot V$; для консольных балок $N = k \cdot V$; $k = 1.005 \div 1.01$ — коэффициент, учитывающий собственный вес колонны.

Условия опирания колонн на фундаменты и схема связей по колоннам определяется следующими требованиями. Необходимо обеспечить геометрическую неизменяемость сооружения в плоскости и из плоскости главных балок (см. раздел «Компоновочные решения»). Из плоскости главных балок геометрическая неизменяемость, как правило, обеспечивается установкой вертикальных связей по колоннам. В плоскости главных балок — либо жестким сопряжением колонн с фундаментами, либо путем прикрепления главных балок к неподвижным точкам (каркасу здания цеха и др.). При этом необходимо стремиться к обеспечению равно устойчивости колонн: $i_x/i_y = l_{ef,x}/l_{ef,y}$. Это достигается путем рационального выбора типа сечения и правильной ориентации его в плане сооружения. Так, при проектировании колонн в виде двутавра и жестком сопряжении с фундаментами в плоскости главных балок целесообразно совмещать стенку колонны с плоскостью стенки главной балки.

Геометрическую длину колонны l_x определяют по формуле $l_x = H_n - (t_n + h) + (0.4 + 0.6) \text{ м}$, здесь H_n — отметка верха плиты настила; t_n — толщина плиты; h — высота главной балки на опоре; $(0.4 + 0.6) \text{ м}$ — величина заглубления верха фундамента относительно отметки чистого пола (рис. 5). Расчетные длины колонны: $l_{cx} = \mu_x \cdot l_x$; $l_{cy} = \mu_y \cdot l_x$; μ_x и μ_y — коэффициенты приведения длины колонны, устанавливаются по [2].

4.2. Компонировка сечения сплошностенчатой колонны

В РТУ рекомендуется применить два типа сечения стержня колонны:

1 Сплошное двутавровое составное сечение.

2 Сквозное сечение, составленное из двух прокатных швеллеров на планках (рис. 6).

Применение сквозного сечения ограничивается максимально возможным калибром швеллеров, а поэтому его применяют при $N < 2200 + 2500 \text{ кН}$. При $N > 2500 \text{ кН}$ стержень колонны конструируют в виде сварного составного двутавра.

Наиболее распространенная методика компоновки заключается в следующем.

Определяют требуемую площадь сечения колонны по формуле $A_{tr} = N / \varphi R_y \gamma_c$. Коэффициент φ на этапе компоновки определяют по предварительно заданной гибкости λ_z , значения которой (из опыта проектирования) можно принимать по графику на рис. 7. R_y принимают для толщин стали $t = 20, \dots, 30 \text{ мм}$ с учетом назначения конструкции [2]; коэффициент условий работы γ_c определяют по [2].

Используя сравнительно постоянную зависимость между радиусом инерции и габаритами сечения оценивают ориентировочные размеры двутавра: $b_f \approx i_x / 0.24$; $h \approx i_x / 0.42$, где $i_x = l_{cx} / \lambda_z$, $i_y = l_{cy} / \lambda_z$. Если используется универсальная сталь, то размеры b_f и h уточняются с учетом сортамента. Если используется толстолистовая сталь, то b_f и h назначаются кратными 20 мм.

Толщина стенки t_w колонны назначают из условия обеспечения местной устойчивости и с учетом возможностей сортамента:

$$t_w \geq h_w / \lambda_{nw},$$

где λ_{nw} — предельная гибкость устойчивой стенки колонны — величина зависящая от гибкости колонны; на этапе компоновки сечения для назначения λ_{nw} рекомендуется пользоваться графиком на рис. 8. Возможные значения толщин стенки колонны: 4, 5, 6, 8, 10, 12, 14 мм. Если толщина стенки принята меньше значения, определенного по указанной формуле, то стенка неустойчива. В этом случае допускается учитывать критическую стадию ее работы и при проверке сечения на общую устойчивость в расчет вводится только часть ее высоты h_{red} [2]. Сечение с тонкой стен-

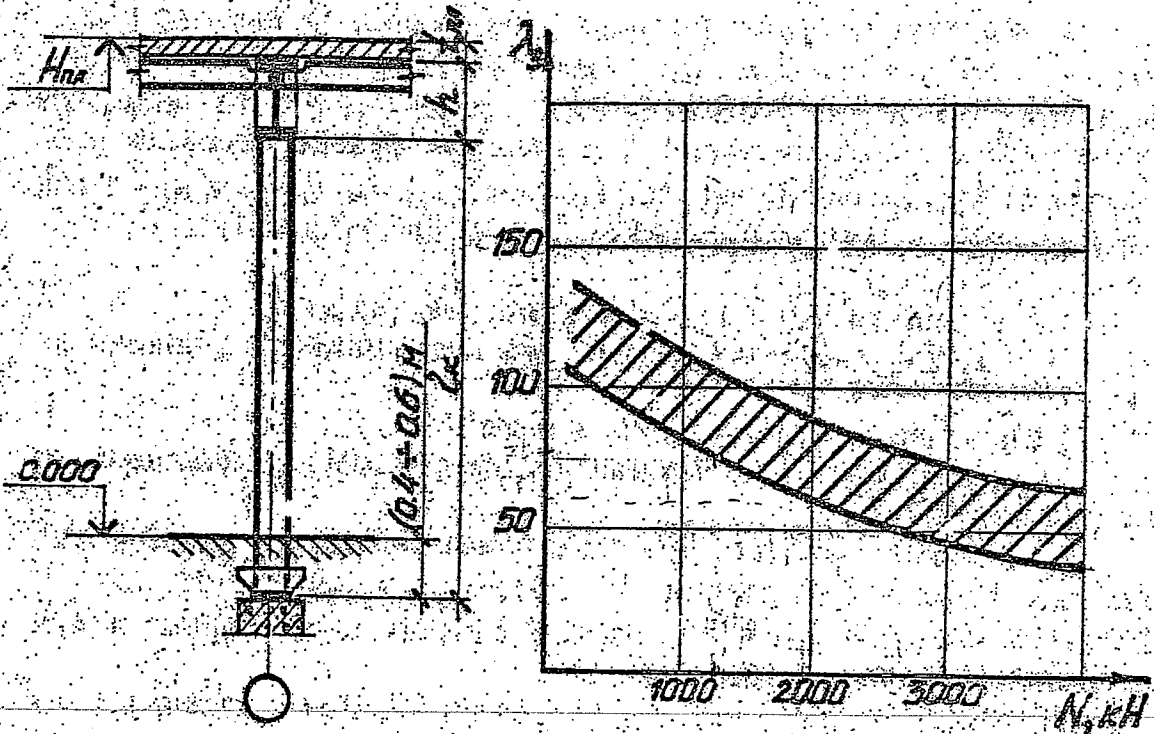


Рис. 5. К определению расчетной длины колонн

Рис. 7. Область рекомендуемых значений гибкости колонн рабочих площадок на этапе каменной кладки сечения

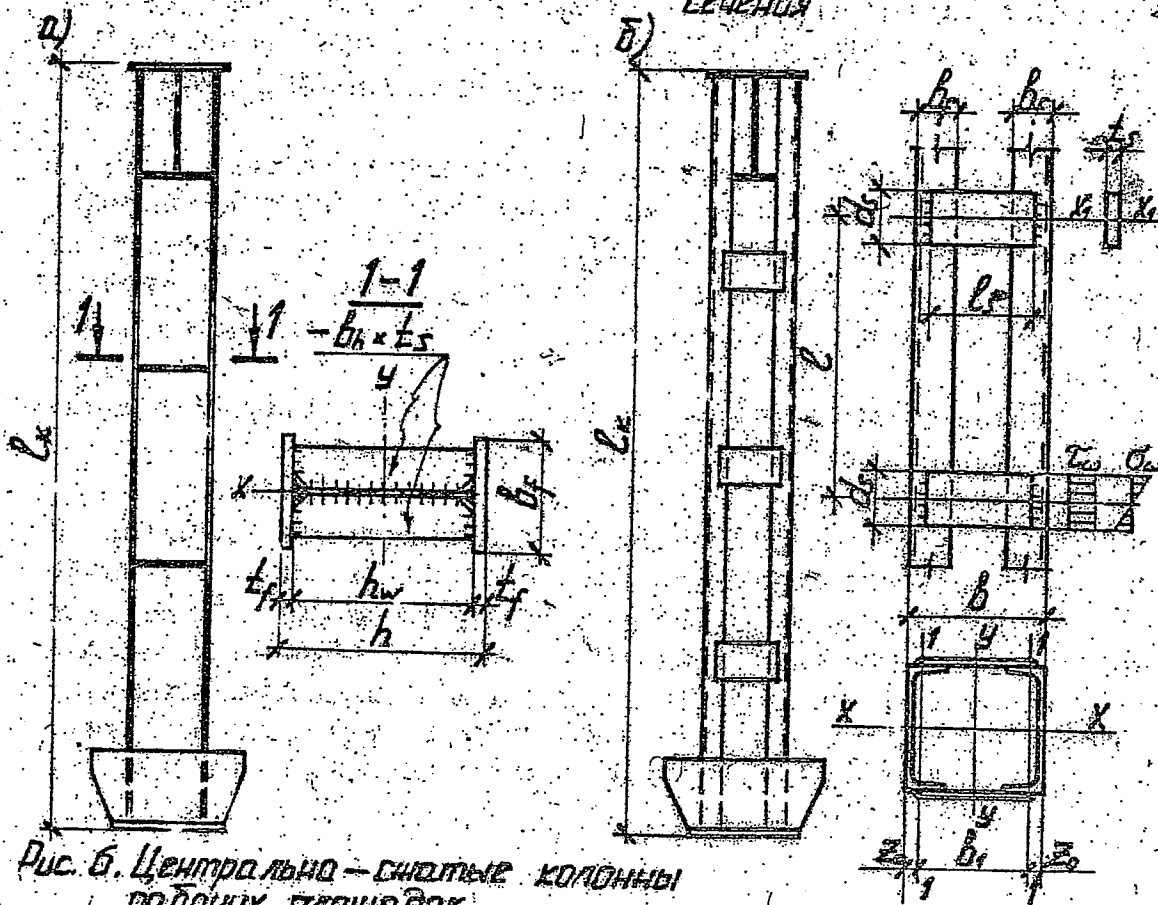


Рис. 6. Центральная — сжатые колонны рабочих площадок

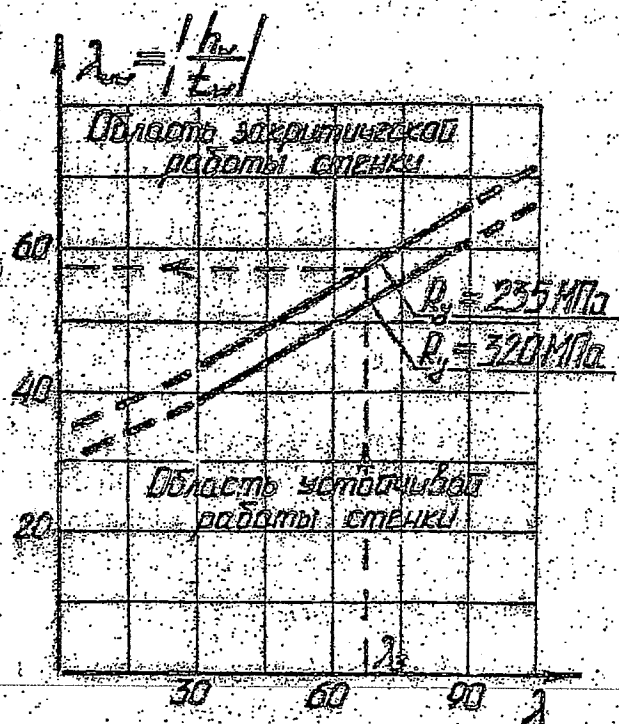


Рис. 8. График для назначения предельной гибкости устойчивой стенки колонны λ_w .

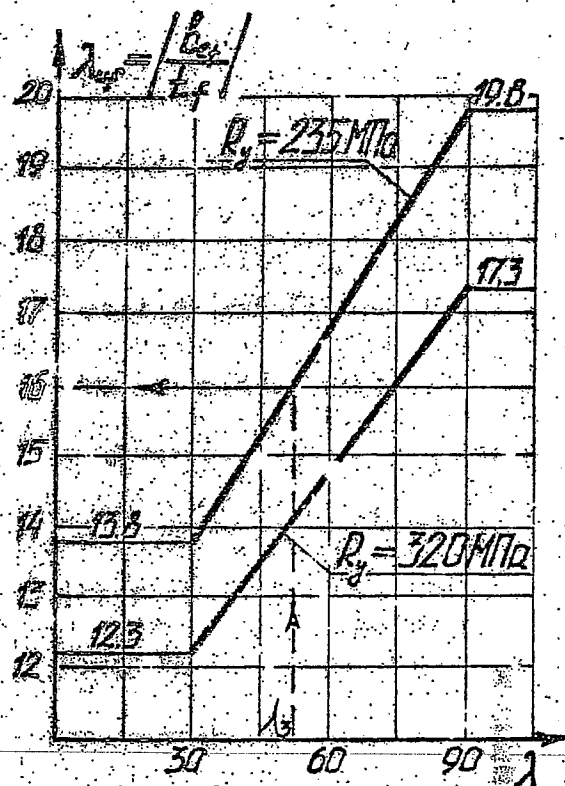


Рис. 9. График для назначения предельной гибкости пояса колонны λ_f .

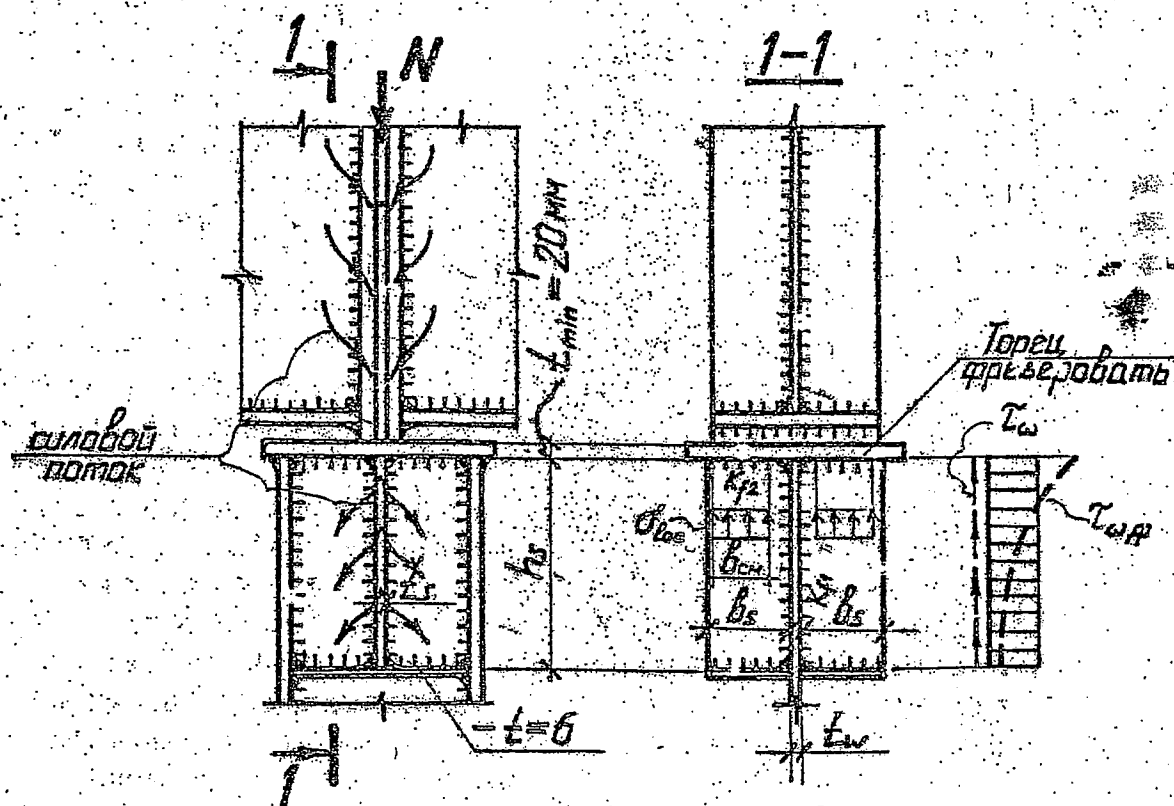


Рис. 10. К расчету и конструированию оголовка стальной колонны

кой рекомендуется применять в малонагруженных гибких колоннах. Высоту стенки h_w на данном этапе можно приближенно определить по формуле: $h_w \approx 0.95 l$.

Определяют требуемую площадь пояса колонны: $A_f = 0.5(A_{np} - t_w h_w)$ и его толщину t_f с учетом местной устойчивости: $t_f \geq \sqrt{A_f / 12 \lambda_{uf}}$, где λ_{uf} — предельная "гибкость" пояса колонны — есть наибольшее (по условию местной устойчивости) отношение ширины свеса пояса b_{ef} к его толщине t_f : $\lambda_{uf} = |b_{ef} / t_f|$. На этапе компоновки сечения для назначения λ_{uf} рекомендуется пользоваться графиком на рис. 9. Кроме того, должно выполняться условие: $t_f \geq A_f / b_{ef}$. Возможные значения толщин поясов: 10, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 25, 28, 30 мм.

Изложенный способ подбора сечения центрально-сжатой колонны хотя и прост, но обладает тем недостатком, что его результат зависит от значения принятой гибкости λ_z . Прямой метод подбора сечения колонны, позволяющий получить минимальную площадь сечения, изложен в [7].

4.3. Проверка сечения сплошнотенчатой колонны

Для принятого сечения определяют фактические геометрические характеристики A , I_x , I_y , i_x , i_y и проводят необходимые проверки.

Проверка прочности выполняется по формуле: $N/A_n \leq R_y \gamma_c$, где A_n — площадь сечения "нетто".

Проверка общей устойчивости: $N/\varphi_{min} A \leq R_y \gamma_c$, где φ_{min} — определяется по максимальной величине из λ_x и λ_y , A — площадь сечения "брутто".

Проверка местной устойчивости стенки: $\lambda_w \leq \bar{\lambda}_{wcr} \sqrt{E/R_y}$, где $\bar{\lambda}_{wcr}$ — предельная приведенная гибкость устойчивой стенки, определенная по [2]. Если условие местной устойчивости стенки не выполняется, то возможно допустить заkritическую стадию работы стенки. Однако, проверку общей устойчивости в этом случае необходимо проводить уже с учетом A_{red} , вычисленной по h_{red} в соответствии с [2].

Проверка местной устойчивости пояса проводится в виде:

$b_{ef}/t_f \leq \lambda_{uf} = |b_{ef}/t_f|$; расчетная ширина свеса пояса b_{ef} и предельная "гибкость" пояса λ_{uf} определяется по [2]. Проверка гибкости колонны: $\lambda_x = I_{ex}/i_x \leq [\lambda]$; $\lambda_y = I_{ey}/i_y \leq [\lambda]$, где $[\lambda]$ — предельная гибкость колонны по [2].

Перенапряжения не допускаются; недонапряжения не более 5...7%. Если условие общей устойчивости не выполняется, либо в колонне значительное недонапряжение, то необходимо вернуться на этап компоновки и скорректировать сечение. Причем, если определяющей является проверка устойчивости относительно оси $x-x$, то рекомендуется корректировать ширину поясов колонны, если определяющим является расчет относительно оси $y-y$, то наиболее целесообразно скорректировать высоту стенки, хотя иногда может быть полезным изменить толщину поясов.

4.4. Компоновка сечения сквозной колонны

Определяют наименьший номер прокатного швеллера, удовлетворяющего условию устойчивости в плоскости перпендикулярной материальной оси $x-x$ (рис. 6): $A_{b,mp} = N / 2 \cdot \phi \cdot R_y \gamma_c$. Коэффициент ϕ определяют по предварительно заданной гибкости λ_3 (рис. 7). Кроме того, вычисляют требуемый радиус инерции: $i_{x,mp} = l_{ef,x} / \lambda_3$. Полученные значения $A_{b,mp}$ и $i_{x,mp}$ используют для подбора сечения ветви с минимально возможной площадью по сортаменту. Для выбранного номера швеллера выписывают: A_0 , I_{x0} , I_{y0} , i_{x0} , i_{y0} , z_0 , h , b_f (рис. 6).

Задаваясь гибкостью отдельной ветви относительно собственной оси 1-1 $\lambda_s \leq 40$ и шириной планки $d_s = 150 \dots 300 \text{ мм}$, находят количество планок на колонне $m \geq l_x / (\lambda_1 \cdot l_1 + d_s) - 1$, где $l_1 = i_{y_0}$ — радиус инерции ветви относительно собственной оси 1-1. Полученное значение m округляют до целого в большую сторону и находят длину ветви $l_s = l_x / (m + 1) - d_s$ и фактическую гибкость ветви $\lambda_1 = l_s / i_1$ и колонны $\lambda_x = l_{efx} / i_x$.

Для нахождения ширины сечения используют условие равноустойчивости: $\lambda_x = \lambda_{y,гр} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_1^2}$, откуда $\lambda_y = \sqrt{\lambda_x^2 - \lambda_1^2}$ и требуемый радиус инерции $i_{y,гр} = l_{эф,y} / \lambda_y$; используя известную зависимость между радиусом инерции и габаритом сечений, находят значение $b_{гр} = i_{y,гр} / 0.44$; принятый размер b должен обеспечивать необходимый зазор между кромками полок ветвей: $b \geq 2b_f + 100 \text{ мм}$

Конструирование планок ведут следующим образом. Для обеспечения работы колонны, как безраскосной фермы планки должны обладать достаточной изгибной жесткостью относительно собственной оси x_1-x_1 , поэтому высота планки $d_1 = (0.5 \dots 0.8) b$. Длина планки l_1 назначается такой, чтобы нахлест на каждую ветвь был не менее $5t$, где t — наименьшая толщина соединяемых элементов. Толщину планок назначают в пределах $6 \dots 12$ мм таким образом, чтобы обеспечить ее местную устойчивость:

$$t_s \approx (1/10 \dots 1/25) d_s; t_s \geq l_s/50.$$

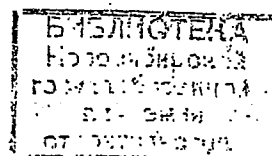
4.5. Проверка сечения сквозной колоны

Определяют фактические геометрические характеристики: $A=2A_0$, $I_x=2I_{x0}$, $I_y=2[I_{y0}+A_0(b_s/2)^2]$; $i_y=\sqrt{I_y/2A}$; $i_x=i_{x0}$; $\lambda_x=I_{efx}/i_x$; $\lambda_y=I_{efy}/i_y$.

Проводят проверки прочности, гибкости и общей устойчивости стержня колонны по тем же формулам, что и для колонн сплошного сечения с той лишь разницей, что вместо λ_y и $\bar{\lambda}_y$ используют λ_{ef} и $\bar{\lambda}_{ef}$.

Расчет планок центрально-сжатых колонн и их соединений ведут на усилия, возникающие от условной поперечной силы, которую принимают постоянной по всей длине колонны:

$$Q_{fic} = 7.15 \cdot 10^{-6} (2330 - E/R_v) \cdot N/\varphi,$$



где ϕ — коэффициент продольного изгиба, принимаемый в плоскости соединительных элементов по λ_{ef} . Условная поперечная сила распределяется поровну между планками двух граней: $Q_s = Q_{fic} / 2$. В каждой планке, как в стойке безраскосной фермы возникает поперечная сила $F_s = Q_s \cdot l / b$ и изгибающий момент в месте прикрепления к ветвям $M_s = Q_s \cdot l / 2$.

Проверка прочности планок:

$$\sigma = M_s / W_s \leq R_y \cdot \gamma_c; W_s = t_s \cdot d_s^2 / 6.$$

Если проверка не выполняется, то целесообразно увеличить d_s .

Сварные угловые швы, прикрепляющие планки к ветвям колонны, рассчитывают на совместное действие усилий в планке M_s и F_s по формулам (проверка прочности по металлу шва): $\sqrt{\sigma_w^2 + \tau_w^2} \leq R_{af} \cdot \gamma_{af} \cdot \gamma_c$; $\sigma_w = M_s / W_w$; $\tau_w = F_s / A_w$; $W_w = \beta_f \cdot k_f \cdot l_w^2 / 6$; $A_w = \beta_f \cdot k_f \cdot l_w$, где β_f — коэффициент проплавления углового шва; $\beta_f = 0.7$ при ручной и полуавтоматической сварке, l_w — расчетная длина сварного шва: $l_w = a_s - 10$ мм; катет шва принимают в пределах $6 \text{ мм} \leq k_f \leq 1.2 t_s$. Стержень колонны должен укрепляться сплошными диафрагмами, располагаемыми у концов отпавочного элемента и по длине колонны не реже чем через 4 м. Диафрагмами служат опорные плиты базы и оголовка колонны.

4.6. Конструирование и расчет оголовка колонны

Наиболее распространенные конструкции оголовков приведены в [7]. В РГУ рекомендуется применять расположение главной балки на колонне сверху с передачей нагрузки на вертикальные консольные ребра (рис. 10).

Расчетными параметрами оголовка являются:

- габариты консольных опорных ребер: ширина b_s , высота h_s и толщина t_s ;
- катеты швов крепления ребер к стенке балки k_d и опорной плиты k_p ;
- толщина стенки стержня колонны в пределах высоты ребер.

Толщину опорной плиты назначают из конструктивных соображений не менее 20 мм.

Высота ребер h_s назначается из условия прочности сварных швов, крепящих ребра к стенке колонны и не менее $0.6h$, где h — высота сечения колонны:

$$h_s \leq \sum l_{a, \text{пр}} / 4 + 10 \text{ мм}; h_s \geq 0.6h; \sum l_{a, \text{пр}} = N / \beta_f \cdot k_f \cdot R_{af} \cdot \gamma_{af} \cdot \gamma_c,$$

где N — продольная сила в колонне; k_f — принимается по наименьшей толщине свариваемых элементов, но не менее 6 мм.

Принятая высота ребра ограничивается величиной $85 \cdot \beta_f \cdot k_f$.

Толщина ребра t_s назначается из условия среза:

$$t_s \geq 1.5Q / h_s \cdot R_s \cdot \gamma_c; Q = N / 2.$$

Ширина ребра b_s назначается не менее половины ширины опираю-

щегося торца ребра балки и может развиваться за поперечный габарит колонны для приема элементов связей.

Принятая толщина и ширина ребра должны удовлетворять условию сопротивления смятию торца под давлением опорного ребра балки и условию обеспечения местной устойчивости. Из условия смятия:

$$t_s \geq N / R_p \cdot b_{cm}; \quad R_p - \text{то [2]}.$$

Расчетная длина площадки смятия: $b_{cm} = b_s + 2t$; b_s — ширина опорного ребра балки; t — толщина опорной плиты колонны. В этом случае торец стержня колонны фрезеруется, а сварные швы крепящие опорную плиту к стержню, принимаются конструктивно минимально допустимого катета.

Из условия местной устойчивости: $b_s/t_s \leq 0.5 \sqrt{E/R_p}$.

Необходимо проверить стенку колонны на прочность по срезу в сечениях, где примыкают консольные ребра: $\tau = 1.5N/2 \cdot t_w \cdot h_s \leq R_s \cdot \gamma_c$.

Чтобы придать жесткость ребрам, поддерживающим опорную плиту, и укрепить от потери устойчивости стенку стержня колонны, низ опорных ребер обрамляется горизонтальными поперечными ребрами толщиной 6 мм.

4.7. Конструирование и расчет базы колонны

Конструкция базы должна обеспечивать равномерную передачу нагрузки от колонны на фундамент и принятое в расчетной схеме соединение колонн с фундаментами — жесткое или шарнирное, а также простоту монтажа колонн. Возможные варианты конструктивного оформления баз колонн приведены в [4,5,7]. В настоящем РГУ рекомендуется применять базу с траверсами (рис.11), служащими для передачи усилия с поясов колонны на опорную плиту.

Расчетными параметрами базы являются размеры опорной плиты в плане $L_{пл}$, $B_{пл}$, ее толщина $t_{пл}$, высота траверсы h_m , катеты швов k_f . Размеры опорной плиты определяют из условия прочности бетона фундамента в предположении равномерного распределения давления под плитой.

Требуемая площадь плиты: $A_{пл} = N/R_\phi$, где R_ϕ — расчетное сопротивление бетона фундамента: $R_\phi = R_{пр.б.} \cdot \sqrt{A_\phi/A_{пл}}$. Здесь отношение площади фундамента к площади плиты $A_\phi/A_{пл}$ можно принимать предварительно равным 1.1÷1.2. $R_{пр.б.}$ — призмечная прочность бетона принимается в зависимости от класса бетона; для бетона класса В12.5 $R_{пр.б.} = 7.5 \text{ МПа}$.

Для определения размеров (рис.11) сторон плиты задаются ее шириной: $B_{пл} = b_f + 2t_s + 2c$, где b_f — ширина полки колонны; t_s — толщина траверсы (предварительно $t_s = 10 \text{ мм}$); c — ширина свеса, принимаемая 60÷80 мм. Размер $B_{пл}$ округляется до ближайшего размера, кратного 20 мм.

Требуемая длина плиты: $L_{пл} = A_{пл} / B_{пл}$. Принятая величина должна быть кратной 20 мм и быть достаточной для размещения колонны и траверс. Кроме того, желательно соблюдение условия: $L_{пл} / B_{пл} = 1 \dots 2$.

Толщину плиты $t_{пл}$ определяют из условия прочности при работе плиты на изгиб, как пластины, нагруженной равномерно распределенным по площади контакта отпором фундамента: $q = N / L_{пл} \cdot B_{пл}$. Опорная плита представляется, как система элементарных пластинок, отличающихся размерами и характером опирания на элементы базы (рис. 116): консольные (тип 1), опертые по двум сторонам (тип 2), опертые по трем сторонам (тип 3), опертые по четырем сторонам (тип 4). В каждой элементарной пластинке определяется максимальный изгибающий момент, действующий на полоске шириной 1 см: $M = q \cdot \alpha \cdot d^2$, где α — характерный размер элементарной пластинки, α — коэффициент, зависящий от условий опирания в соотношении сторон:

- для консольной пластинки (тип 1) по аналогии с консольной балкой $d = c$, $\alpha = 0.5$;

- для пластинки, опертой на четыре канта (тип 4), максимальный момент действует вдоль короткой стороны: $d = a$; коэффициент α определяется по таблицам Б.Г. Галеркина в зависимости от отношения длинной стороны к короткой b/a [4,5]; при $b/a > 2$ пластинка рассматривается как балка с пролетом a тогда $\alpha = 0.125$;

- для пластинки, опертой на три канта (тип 3), максимальный момент действует в середине свободной стороны b_1 ; тогда $d = b_1$, где b_1 — длина свободной стороны, коэффициент α зависит от отношения a_1/b_1 и определяется по таблицам Б.Г. Галеркина; при отношении $a_1/b_1 < 0.5$ плита рассчитывается как консоль с вылетом a_1 ;

- пластинка, опертая на два канта (тип 2), рассчитывается как пластинка, опертая на три канта; при этом b_1 — длина диагонали прямоугольника, а a_1 — длина перпендикуляра, опущенного из угла пересечения опертых сторон на диагональ.

Толщину плиты определяют по большему из моментов на отдельных участках: $t_{пл} \geq \sqrt{6 M_{max} / R_{\sigma} \gamma_c}$. Толщина плиты принимается по сортументу $t_{пл} = 20 \div 40$ мм. При расчете стремятся, чтобы моменты на разных элементарных пластинках были близки друг к другу. Этого достигают, изменяя их размеры и условия опирания постановкой дополнительных диафрагм и ребер.

Высоту траверсы h_m определяют из условия прикрепления ее к стержню колонны сварными угловыми швами, полагая при этом, что действующее в колонне усилие N равномерно распределяется между всеми швами; требуемая длина швов:

$$l_{сш.р.} = N / \beta_f \cdot k_f \cdot R_{сф} \cdot \gamma_{сф} \cdot \gamma_c; \quad k_f = 6 \div 10 \text{ мм}; \quad h_m \geq (l_{сш.р.} / 4) + 10 \text{ мм}.$$

Траверсу проверяют на изгиб и на срез, рассматривая ее как одно-

пролетную двухконсольную балку с опорами в местах расположения сварных швов и загруженную линейной нагрузкой $q_1 = q \cdot B_m$; B_m — ширина грузовой площади траверсы (рис.116). При этом в расчетное сечение включают только вертикальный лист траверсы толщиной t_s и высотой h_m :

$$\sigma = 6M_{max}/t_s \cdot h_m^2 \leq R_y \gamma_c; \quad \tau = 1.5Q_{max}/t_s \cdot h_m \leq R_s \gamma_c;$$

где M_{max} и Q_{max} — максимальные значения изгибающего момента и поперечной силы в траверсе.

Высоту консольных ребер также определяют из условия прикрепления их сварными швами к стержню колонны или к траверсе, но с учетом напряжений в швах от изгиба и перерезывающей силы. Нагрузку на консольное ребро собирают с прилегающих участков плиты.

База колонны крепится к фундаменту двумя или четырьмя анкерными болтами. В центрально-сжатых колоннах анкерные болты принимаются конструктивно диаметром $d = 20 \dots 30$ мм.

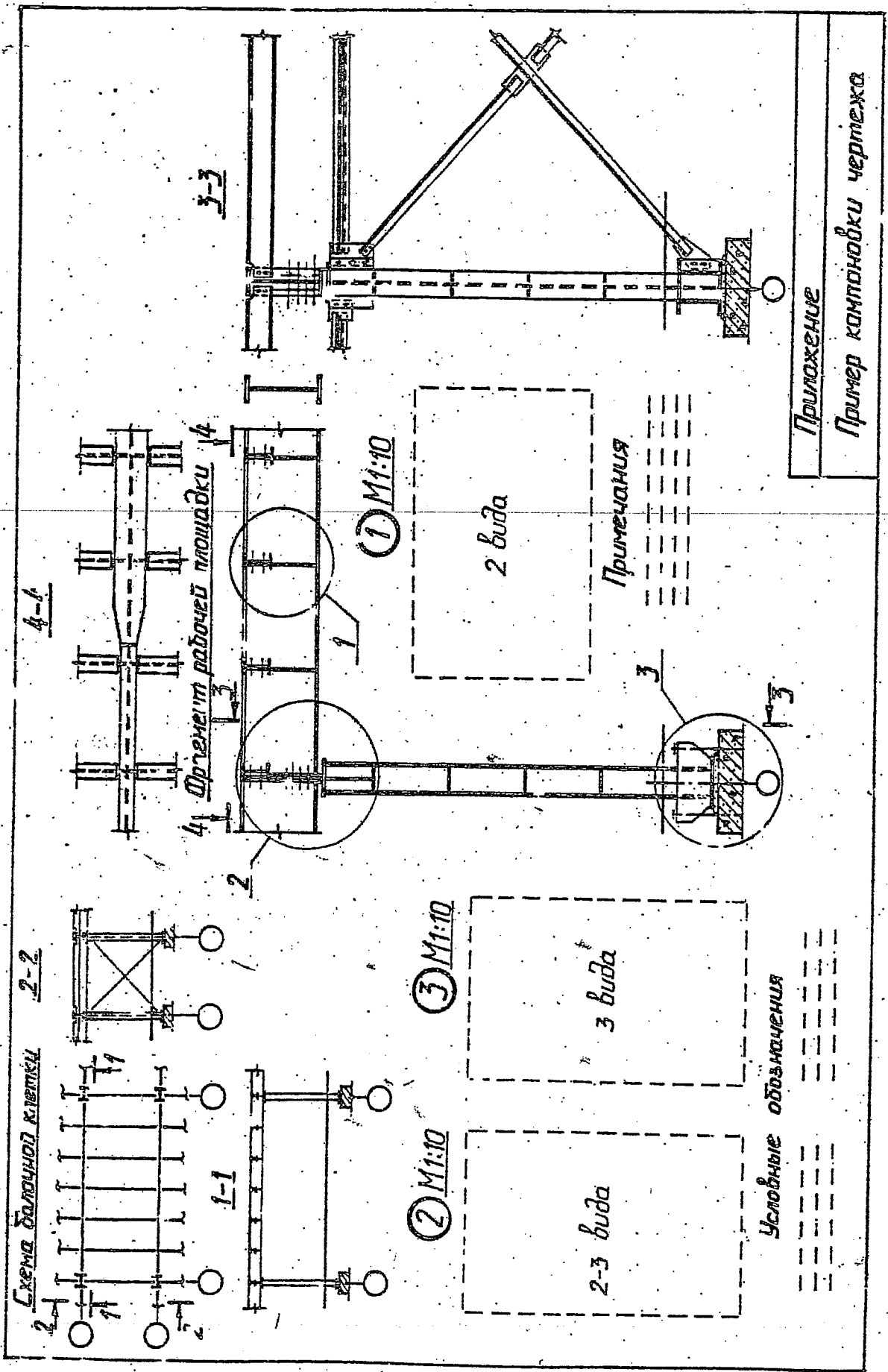
4.8. Подбор сечения связей по колоннам

Связи по колоннам (рис.12) служат для обеспечения геометрической неизменяемости сооружения и для уменьшения расчетной длины колонн. Связи по колоннам включают вертикальную крестовую или диагональную связь, образующую совместно с колоннами и распоркой жесткий диск и систему распорок, прикрепляющую соседние колонны к этому жесткому диску. Сечения элементов связей указаны на рис.13. Угол наклона раскосов к горизонтальной плоскости должен находиться в пределах $\alpha = 30^\circ \dots 50^\circ$.

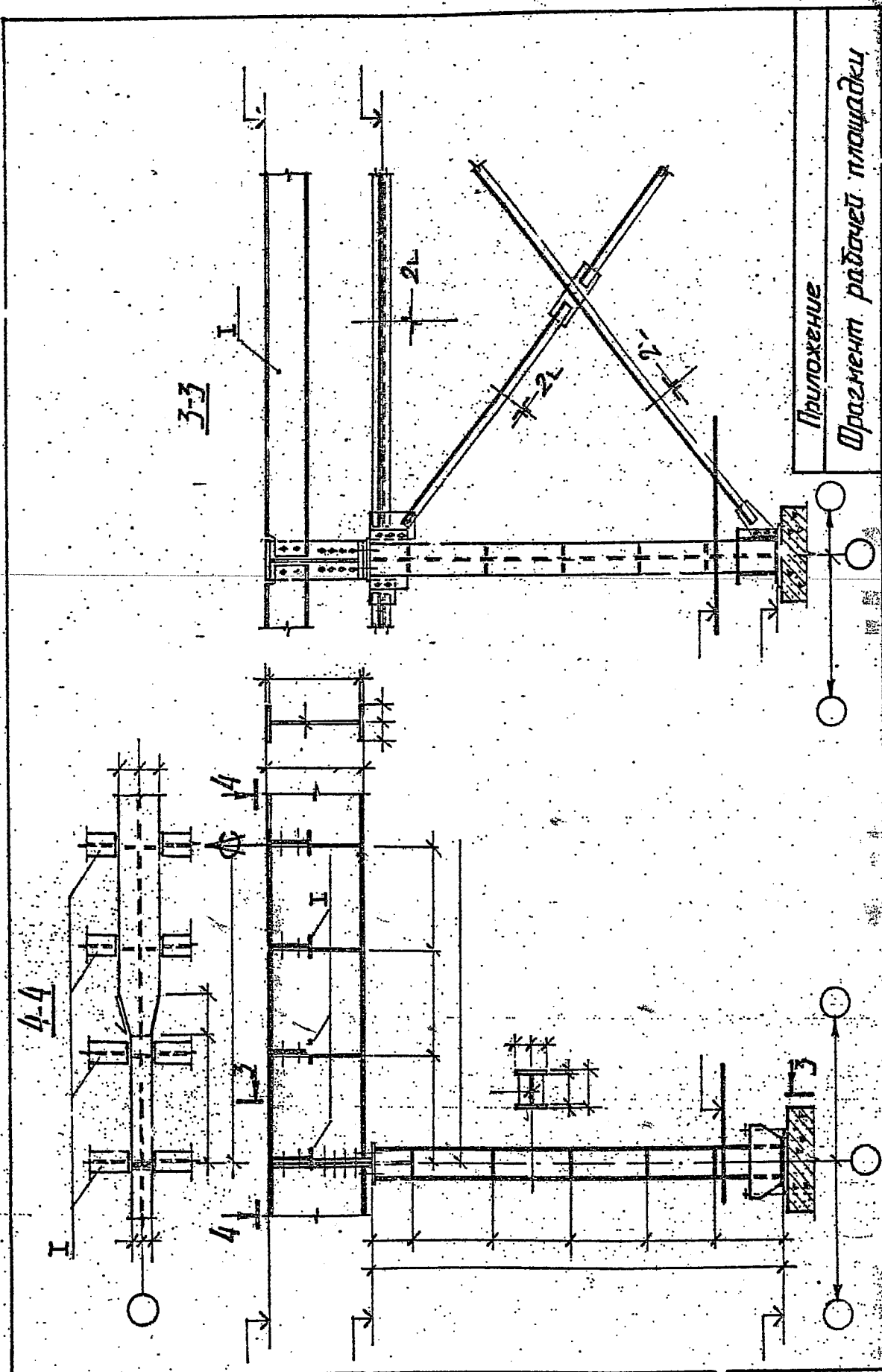
Подбор сечений связей как малонагруженных элементов производится по предельной гибкости. Расчетная длина решетки крестовой связи определяется по [2, табл.12]. Расчетная длина распорок и диагональных связей в обеих плоскостях принимается равной их геометрической длине. Требуемый радиус инерции сечения стержня $i_{tr} = l_{ef} / |\lambda|$, где $|\lambda|$ — предельная гибкость элементов, принимаемая по [2, табл.19,20]. При этом распорки и раскосы связи считаются сжатыми, а элементы крестовой связи — растянутыми. По найденному значению i_{tr} из сортамента берется необходимое сечение связи минимальной толщины.

ЛИТЕРАТУРА

1. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1988.
2. СНиП II-23-81*. Стальные конструкции / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1990.
3. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия / (Дополнения. Разд.10. Прогныбы и перемещения.) / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1988.
4. Металлические конструкции / Е.И. Беляя, В.А. Балдин, Г.С. Веденников и др. – М.: Стройиздат, 1985.
5. Справочник проектировщика. Металлические конструкции. / Под общ. ред. Н.П. Мельникова, изд. 2-е. М., 1980.
6. Лихтарников Я.М., Ладыженский Д.В., Ключков В.М. Расчет стальных конструкций. – 2-е изд., перераб. и доп. – К.: Будивельник, 1986.
7. Стальные конструкции производственных зданий: Справочник / А.А. Нилов, В.А. Пермяков, А.Я. Прицкер. – К.: Будивельник, 1986.
8. Бирюлев В.В. Металлические конструкции. Основы: Учебное пособие. – Новосибирск: НИСИ, 1991.
9. Бирюлев В.В. Металлические конструкции. Элементы (вопросы и ответы) Учебное пособие. – Новосибирск: НИСИ, 1991.
10. Металлические конструкции. В 3 т. Т. 1. Элементы стальных конструкций: Учебное пособие для строит. вузов/ В.В. Горев, Б.Ю. Уваров, В.В. Филиппов и др. / Под ред. В.В. Горева. – М.: Высшая школа, 1994.
11. Методические указания по выполнению расчетно-графического упражнения по курсу "Металлические конструкции". Новосибирск: НГАС, 1993.



Приложение
 Пример компоновки чертежа



Составители
Борис Николаевич Васюта
Виктор Васильевич Волков
Николай Викторович Съёмщиков

МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ

Методические указания
к расчётно-графическому упражнению
для студентов специальности 2903
"Промышленное и гражданское строительство"

Редактор Г.Н. Найдёнова

Подписано к печати 01.03.98. Формат 60x84 1/16 д.л.

Бумага типографская. Печать офсетная.

Объём 4,0 п.л. Тираж 200 экз. Заказ № 193

Новосибирский государственный архитектурно-
строительный университет

630008, Новосибирск, ул. Ленинградская, 113

Отпечатано мастерской оперативной полиграфии НГАСУ