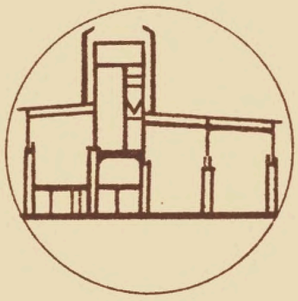
ГОССТРОЙ СССР ГЛАВПРОМСТРОЙПРОЕКТ СОЮЗМЕТАЛЛОСТРОЙПРОЕКТ
ЦНИИПРОЕКТСТАЛЬКОНСТРУКЦИЯ

ИНСТРУКЦИЯ

ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ

Раздел 4

ПОДКРАНОВЫЕ БАЛКИ



МОСКВА 1966

gost.e-ecolog.ru

ГОССТРОЙ СССР
ГЛАВПРОМСТРОЙПРОЕКТ
"СОЮЗМЕТАЛЛОСТРОЙПРОЕКТ"
Центральный научно-исследовательский и проектный институт
строительных металлоконструкций
ЦНИИПРОЕКТСТАЛЬКОНСТРУКЦИЯ

Проект

ИНСТРУКЦИЯ

ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ

Раздел 4

ПОДКРАНОВЫЕ БАЛКИ

Директор института
д. т. н., профессор — Н. МЕЛЬНИКОВ
Главный инженер — В.КУЗНЕЦОВ
Начальник отдела — А. ЛИЛЕЕВ
Руководитель темы — М. БЕРДИЧЕВСКИЙ
Исполнители — М. БЕРДИЧЕВСКИЙ
Л. МАЙБУРД
Д. ШПАЕР
С. СНЕПЕР
В. БЕРКЕНБЛИТ
В. СНИХОВСКИЙ

Согласовано с Центральным научно-исследовательским институтом строительных конструкций им. В.А. Кучеренко (ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко)

Директор института д.т.н. — В. НАСОНОВ
Руководитель лаборатории металлических конструкций д. т. н. — В. БАЛДИН

МОСКВА 1966

О Г Л А В Л Е Н И Е

		Стр.
	Предисловие	3
4.I.	Общие положения	5
4.2.	Н а г р у з к и	9
4.3.	Материал конструкций и соединений и коэффициенты условий работ	I6
4.4.	Схемы подкрановых балок и определение расчетных усилий	2I
4.5.	Компоновка сечений	3I
4.6.	Расчет элементов подкрановых балок	34
4.7.	Проектирование подкрановых балок и их элементов	50
	Иллюстрации	7I
Приложение 4.I.	Указания по проверке устойчивости стенок подкрановых балок (с примерами расчета)	I09
Приложение 4.II	Указания по определению коэффициента φ_6 для проверки общей устойчивости подкрановых балок (с примерами расчета)	I32
Приложение 4.III	Указания по расчету подкрановых ферм	I46
Приложение 4.IУ.	Указания по расчету подкрановоподстропильных ферм	I5I
Приложение 4.У.	Рекомендуемая методика подбора сечений подкрановых балок (с примерами)	I72
Приложение 4.УI.	Таблицы ординат линий влияния прогиба	I82

П Р Е Д И С Л О В И Е

Настоящий 4-й раздел "Инструкции по проектированию производственных зданий", носящий название "Подкрановые балки", разработан в развитие общих Строительных Норм и Правил "СНиП П-В.3-62. Стальные конструкции. Нормы проектирования" и входит в состав упомянутой "Инструкции" наряду с остальными ее разделами, относящимися к соответствующим конструктивным элементам или типам, составляющим содержание Инструкции.

В инструкции дана независимая для каждого раздела и главы нумерация пунктов инструкции, при этом первая цифра обозначает номер раздела, вторая - номер главы и третья - номер пункта. Например, "4.3.I2" обозначает: I2 пункт третьей главы данного (четвертого) раздела. Главы, рисунки, формулы и таблицы имеют сквозную нумерацию в пределах основного текста каждого раздела (кроме приложений), при этом первая цифра обозначает номер раздела (в данном случае "4"), а далее следует номер главы, формулы, рисунка или таблицы.
Например, "4.3" обозначает: третью главу, формулу, рисунок и таблицу четвертого раздела.

Приложения имеют аналогичную сквозную нумерацию двумя цифрами: первая из них (арабская) обозначает номер раздела, а вторая (римская) - номер приложения, например, "4.П" означает П-е приложение к четвертому разделу. Нумерация пунктов рисунков, формул и таблиц в пределах каждого приложения производится одной арабской цифрой последовательно I,2,3 и т.д.

При составлении инструкции использованы наряду с действующими нормативными документами материалы и многолетний опыт объединения "Союзметаллостройпроект", ЦНИИСК"а, МИСИ им.В.В.Куйбышева и Гипромеза. Кроме этого, использован опыт работы заводов металлоконструкций.

В работе принимали участие:

главные инженеры проекта М.Бердичевский, Л.Майбурд и Я.Шпаер, старший инженер С.Снепер, инженеры В.Беркенблит, В.Сниховский, И.Тустановская и техник В.Кулигина.

4.I. Общие положения

4.I.I. Настоящая инструкция распространяется на проектирование стальных подкрановых путей.

4.I.2. При проектировании стальных подкрановых путей надлежит выполнять требования глав:

СНиП П-В.3-62 "Стальные конструкции. Нормы проектирования";

СНиП I-В.I2-62 "Металлы и металлические изделия";

СНиП П-А.IO-62 "Строительные конструкции и основания. Основные положения проектирования".

СНиП П-А.II-62 "Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования",

СНиП Ш-В.5-62 "Металлические конструкции. Правила изготовления, монтажа и приемки", а также руководствоваться требованиями "Технических правил по экономному расходу металла, леса и цемента в строительстве и по рациональному применению сборных железобетонных и металлических конструкций в строительстве" (ТП IOI-65).

4.I.3. Назначение класса стали и типов электродов для подкрановых балок должно производиться в соответствии с указаниями главы 4.3 настоящего раздела, а также раздела I.

Дополнительные требования к поставляемой стали должны указываться на чертежах подкрановых путей и в документации по заказу стали.

4.I.4. Стальные разрезные и неразрезные подкрановые балки, как правило, надлежит принимать по соответствующим альбомам типовых подкрановых балок.

[illegible]

Применение нетиповых подкрановых балок допускается только при отсутствии соответствующих типовых подкрановых балок и если потери при применении типовых балок превышают 10%.

4.I.5. Как правило, рекомендуется применение подкрановых балок составного (сплошного) сечения с минимальным числом элементов.

Применение сквозных подкрановых балок допускается для пролетов более 24 м только под краны легкого и среднего режимов при специальном обосновании.

Рекомендации по выбору типа подкрановых балок даны в главе 4.4 настоящего раздела.

4.I.6. Прочность и устойчивость подкрановых путей должны быть обеспечены как в процессе эксплуатации, так и при транспортировании и монтаже.

4.I.7. Подкрановые балки, как правило, должны проектироваться сварными. Применение клепаных балок допускается только при специальном обосновании.

4.I.8. При проектировании подкрановых балок могут применяться следующие статические схемы:

а) разрезные,

б) неразрезные,

в) рамные.

При выборе статической схемы надлежит руководствоваться указаниями главы 4.4 настоящего раздела.

4.I.9. Подкрановые пути проектируются, как правило, в составе:

а) вертикального элемента, воспринимающего в основном, вертикальные нагрузки от кранов;

б) горизонтального элемента, расположенного на уровне передачи горизонтальных крановых нагрузок, имеющего назначение обеспечивать устойчивость подкранового пути и воспринимать горизонтальные крановые нагрузки;

в) горизонтальных и вертикальных связей, обеспечивающих устойчивость подкранового пути и его элементов;

г) крановых рельсов и упоров.

При малых пролетах подкрановых балок элементы, перечисленные в п.п. 2б и 2в могут отсутствовать.

4.I.IO. Расчет подкрановых путей следует производить:

а) по несущей способности (прочности, выносливости и устойчивости);

б) по деформациям (прогибам) - вертикальному и горизонтальному.

4.I.II. Применение электрозаклепок,а также заварка монтажных отверстий в растянутых элементах подкрановых балок запрещается.

4.I.I2. При эксплуатации подкрановых балок в зданиях с тяжелым режимом работы надлежит руководствоваться специальными указаниями настоящего раздела.

Перечень зданий с тяжелым режимом работы приведен в прилож. 1.I. раздела 1

4.I.I3. При проектировании подкрановых путей должны предусматриваться мероприятия по защите от коррозии (окраска и др.).

В конструкциях следует избегать пазух и корыт, которые могут задерживать влагу или затруднять проветривание. Все детали конструкции должны быть доступны для наблюдения, очистки и окраски.

4.I.I4. Конструкции подкрановых путей подвергающиеся длительному воздействию лучистой или конвекционной теплоты или кратковременному непосредственному воздействию огня во время аварии тепловых агрегатов, должны защищаться подвесными металлическими экранами.

4.2. Нагрузки

4.2.I. Расчет подкрановых конструкций производится на следующие виды нагрузок:

а) собственный вес подкрановых конструкций;

б) временные нагрузки, приходящиеся на площадки, примыкающие к подкрановым балкам;

в) вертикальные нагрузки от кранов;

г) горизонтальные нагрузки от кранов, учитывающие воздействие тормозных сил, а также воздействие боковых сил, вызываемых движением крановых мостов.

Одновременно воздействие перечисленных видов нагрузок составляет для подкрановых балок основное сочетание нагрузок при этом, как правило, учитывается работа 2-х кранов.

При воздействии на подкрановые конструкции также и других видов нагрузок (ветер, сейсмические нагрузки и т.п.) составляются дополнительные или особые сочетания нагрузок согласно указаний, приведенных в разделе I настоящей Инструкции.

4.2.2. Собственный вес подкрановых конструкций принимается на основании предварительно принятых размеров элементов по справочным данным или по ранее выполненным проектам аналогичных конструкций.

Коэффициент перегрузки принимается равным - I,I.

Допускается учитывать влияние собственного веса подкрановых конструкций путем умножения расчетных величин усилий и деформаций, определенных от вертикальной крановой нагрузки, на следующие коэффициенты:

для балок пролетом 6 м	- I,03
для балок пролетом I2 м и более	- I,05

Примечание: Коэффициенты I,3 и I,05 учитывают собственный вес балки, рельса, тормозной площадки и временной нагрузки на ней.

4.2.3. Временные нормативные нагрузки на площадки, примыкающие к подкрановым балкам, принимаются по техническим заданиям , а при отсутствии таковых - 200 $\frac{кг}{м^2}$. Коэффициент перегрузки принимается равным I,4.

4.2.4. Вертикальные и горизонтальные расчетные нагрузки от крана (D расч. и T расч.) определяются в соответствии с табл. 4.I.

Таблица 4.1.

Предельное состояние	Элемент конструкции	Напряженное состояние или деформация	Вид проверки	Расчетные величины нагрузок от крана при режиме работы здания: обычном	Расчетные величины нагрузок от крана при режиме работы здания: тяжелом	Количество кранов или катков, учитываемых при расчете
I-е предельное состояние	Стенка и нижний пояс подкрановой балки и их соединения	σ, τ	прочность устойчивость	$P_{расч.} = K_1 \cdot K_2 \cdot P_{норм.}$	$P_{Расч.} = K_1 \cdot K_2 \cdot P_{норм.}$	2 крана наибольшей грузоподъемности
		$\sigma_к$	прочность	$P_{расч.} = K_1 n_1 \cdot P_{норм.}$	$P_{расч.} = K_1 \cdot n_1 \cdot P_{норм.}$	1 каток максимального давления
			устойчивость	$P_{расч.} = K_1 n_2 \cdot P_{норм.}$	$P_{расч.} = K_1 n_2 \cdot P_{норм.}$	-"-
	Верхний пояс подкрановой балки, тормозные конструкции и их соединения	σ, τ	прочность устойчивость	$P_{расч.} = K_1 \cdot K_2 \cdot P_{норм.}$ $T^{пол.}_{расч.} = K_1 \cdot T^{пол.}_{норм.}$ $T^{прод.}_{расч.} = K_1 \cdot T^{прод.}_{норм.}$	$P_{расч.} = K_1 \cdot K_2 \cdot P_{норм.}$ $T^{пол.}_{расч.} = K_1 \cdot \alpha_1 \cdot T^{пол.}_{норм.}$ $T^{прод.}_{расч.} = K_1 \cdot T^{прод.}_{норм.}$	2 крана наибольшей грузоподъемности
	Крепления элементов тормозных конструкций	σ, τ	прочность Устойчивость	$P_{расч.} = K_1 \cdot K_2 \cdot P_{норм.}$ $T^{пол.}_{расч.} = K_1 \cdot T^{пол.}_{норм.}$ $T^{прод.}_{расч.} = K_1 \cdot T^{прод.}_{норм.}$	$P_{расч.} = K_1 \cdot K_2 \cdot P_{норм.}$ $T^{пол.}_{расч.} = K_1 \cdot \alpha_2 T^{пол.}_{норм.}$ $T^{прод.}_{расч.} = K_1 \cdot T^{прод.}_{норм.}$	-"-
	Все элементы подкрановых путей	σ, τ	выносливость	———	$P_{расч.} = P_{норм.}$	1 кран наибольшей грузоподъемности
	Анкерные крепления подкрановых балок к колоннам	σ, τ	прочность	$P_{расч.} = K_1 \cdot P_{норм.}$	$P_{расч.} = K_1 \cdot P_{норм.}$	2 крана наибольшей грузоподъемности
	Упоры	σ, τ	прочность	$T^{прод}_{расч.} = K_1 \cdot T^{прод}_{норм.}$	$T^{прод}_{расч.} = K_1 \cdot T^{прод.}_{норм.}$	1 кран наибольшей грузоподъемности
II-е предельное состояние	Подкрановая балка	Вертикальная	прогиб	$P_{расч.} = P_{норм.}$	$P_{расч.} = P_{норм.}$	2 крана наибольшей грузоподъемности
	Тормозные конструкции	Поперечная горизонтальная	прогиб	———	$T^{пол}_{расч.} = T^{пол}_{норм.}$	1 кран наибольшей грузоподъемности *)

*) Величина смещения определяется в поперечном направлении и в предположении равенства смещений тормозных конструкций на обоих путях.

Примечания:

1. Взаимное расположение кранов, предельное расположение рабочих тележек, а также направление тормозных сил принимается в соответствии с фактической работой кранов в процессе эксплуатации и в наиболее невыгодных комбинациях для подкрановой конструкции в целом, а также отдельных ее элементов и соединений.

2. Продольные и поперечные горизонтальные нагрузки от кранов одновременно не учитываются.

3. При неодинаковых вертикальных давлениях колес крана, допускается исчисленную по пункту 4.2.4 горизонтальную поперечную нагрузку распределять не поровну между колесами крана, а пропорционально вертикальным давлениям их.

Обозначения к таблице 4.I

$P_{норм.}$ - нормативная величина вертикального давления на каток, принимаемая по каталогам, стандартам и паспортам на крановое оборудование;

$T^{поп.}_{норм.}$ - нормативная величина горизонтального поперечного тормозного давления на каток, принимаемая:

$T^{поп.}_{норм.} = \frac{Q+q}{20n}$ - при гибком подвесе;

$T^{поп.}_{норм.} = \frac{Q+q}{10n}$ - при жестком подвесе;

где: Q - грузоподъемность крана;

q - вес тележки;

n - количество катков крана с одной стороны;

При этом считается, что горизонтальное поперечное усилие передается полностью на одну сторону и распределяется поровну между колесами кранов.

$T^{прод.}_{норм.}$ - нормативная величина горизонтальной продольной силы от торможения моста крана.

$T^{прод.}_{норм.} = 0{,}1 \sum P_{max}$

$\sum P_{max}$ - сумма наибольших давлений тормозных колес крана.

При отсутствии данных в технологическом задании, количество тормозных колес принимается равным половине общего количества колес на данном подкрановом пути.

Количество учитываемых кранов см.табл.4.I.

$K_1 = 1{,}3$ – коэффициент перегрузки при кранах грузоподъемностью менее 5 т;

$K_1 = 1{,}2$ – коэффициент перегрузки при кранах грузоподъемностью 5 т и более;

$K_2 = 1{,}1$ – коэффициент динамичности;

Π_1 – коэффициент, принимаемый при расчете стенки на прочность от местного давления и равный:

$\Pi_1 = 1{,}5$ – для продкрановых балок в зданиях и сооружениях с тяжелым режимом работы при кранах с жестким подвесом;

$\Pi_1 = 1{,}3$ – то же, при кранах с гибким подвесом;

$\Pi_1 = 1{,}1$ – для прочих подкрановых балок;

$\Pi_2 = 1{,}1$ – при расчете стенки на устойчивость от местного давления;

$\alpha_1 \cdot \alpha_2$ – коэффициенты, учитывающие воздействие горизонтальных боковых сил в зданиях с тяжелым режимом работы, приведенные в табл. 4.2.

σ, τ – соответственно нормальные и скалывающие напряжения в элементах подкранового пути;

σ_m – местное нормальное напряжение в стенке подкрановой балки от давления катка.

Таблица 4.2

Коэффициенты α_1 и α_2 для определения боковых сил крановых мостов

Тип кранов	Грузоподъемность кранов в т	Значения коэффициентов	
		для расчета верхнего пояса подкрановых балок и тормозных конструкций (α_1)	для расчета крепления тормозных конструкций к подкрановым балкам и колоннам (α_2)
Краны с гибким подвесом	5-10	2,5	5,0
	15-20	2,0	4,0
	30-150	1,5	3,0
	175-275	1,3	2,6
	300-350	1,1	2,2
Краны с жестким подвесом	-	1,5	3,0

Примечание: Горизонтальные боковые силы включают в себя и поперечные тормозные силы.

4.2.5. Вертикальные нагрузки от кранов на подкрановые пути считаются приложенными по оси вертикальной стенки, а горизонтальные - на уровне подошвы рельсов.

4.2.6. Прогиб от постоянной нагрузки не учитывается, если он не превышает величины строительного подъема. В противном случае учитывается только разность между этими величинами.

4.3. Материал конструкций и соединений и коэффициенты условий работ

4.3.1. Прокатная сталь для подкрановых конструкций должна удовлетворять требованиям соответствующих Государственных Стандартов или Технических Условий.

При выборе марок сталей для элементов подкрановых путей надлежит руководствоваться принятой в разделе I классификацией стали.

4.3.2. Назначение класса стали для различных элементов подкрановых путей следует производить с учетом режима работы зданий и кранов, а также температуры эксплуатации, согласно таблицы 4,3, .

4.3.3. Для крановых рельсов следует применять следующие марки сталей:

а) М71 по ГОСТ 4224-54 при железнодорожных рельсах типов Р38 и Р43 широкой колеи;

б) М62 по ГОСТ 4121-62 при крановых рельсах специального профиля;

в) М75 по ГОСТ 6944-63 при железнодорожных рельсах типа Р50 широкой колеи.

Таблица 4.3

Режим работы кранов	Элементы подкрановых путей	Стали: малоуглеродистая. Температура эксплуатации: выше -20°С	от -20°С до -30°С	от -30°С до -40°С	Низколегированная
Легкий и средний	Основные сечения, ребра жесткости, опорные ребра	П	П	Ш	IУ-УI
	Тормозные устройства и их крепления, связи	П	П	П	-
Тяжелый и весьма тяжелый	Основные сечения, ребра жесткости, опорные ребра	Ш	Ш	Ш	IУ-УI
	Тормозные устройства и их крепления, связи	П	П	П	-

Примечание: Для подкрановых балок допускается применение только мартеновской стали.

4.3.4. При назначении расчетных сопротивлений материала конструкций и их соединений надлежит руководствоваться указаниями раздела I настоящей Инструкции.

4.3.5. Коэффициенты условий работы элементов стальных конструкций и их соединений (m) принимаются по табл.4.4.

Таблица 4.4

№№	Наименование элементов конструкций	Величина коэффициента m
I.	Для подкрановых балок под краны грузоподъемностью 5 т и более тяжелого и весьма тяжелого режимов работы	0,9
2.	Для проверки устойчивости стенок балок, укрепленных только поперечными ребрами при наличии местного напряжения ($\sigma_м \neq 0$), а также для проверки устойчивости первой пластинки, расположенной между сжатым верхним поясом и предельным ребром	0,9
3.	Для сжатых элементов из одиночных уголков, прикрепляемых одной полкой (для неравнобоких уголков - только узкой полкой)	0,75
4.	Для прочих элементов	I,0

4.3.6. Дополнительные коэффициенты условий работы соединений "m_1" принимаются по табл. 4.5.

Таблица 4.5.

№№ пп	Наименование соединений	Величина коэффициента m_1
I.	Для сварных соединений при сварке в стык, когда невозможно осуществить подварку корня шва	0,70
2.	Для заклепочных соединений с потайными или полупотайными головками при расчете на срез или смятие	0,80
3.	Для прочих соединений	I,00

4.4. Схемы подкрановых балок и определение расчетных усилий

4.4.I. Конструктивная схема подкрановых путей разрабатывается по исходным данным общестроительного проекта с обязательным учетом максимального применения типовых элементов.

В конструктивной схеме надлежит установить:

а) конфигурацию и основные размеры всех стержней;

б) типы отдельных стержней - сплошные или решетчатые;

в) способ узловых сопряжений в увязке с применяемой расчетной схемой.

4.4.2. По установленной конструктивной схеме выбирается расчетная схема.

4.4.3. При шарнирных сопряжениях подкрановой балки с колоннами за геометрическую ось балки принимается линия, соединяющая шарниры.

При жестких сопряжениях за геометрическую ось элемента следует принимать линию, проходящую через центры тяжести его сечений, при этом в случае отсутствия предварительно назначенных размеров сечений элементов подкрановых балок допускается принимать, что геометрические оси этих элементов проходят по середине их высоты.

4.4.4. Расчетная схема подкрановых путей должна учитывать особенности данной конструкции и находиться в возможно более близком соответствии с конструктивной схемой.

В расчетной схеме должны быть установлены:

а) длины всех элементов и отдельных их участков с отличающимися моментами инерции (а в случае учета продольных деформаций, также и с отличающимися площадями);

б) соотношения между моментами инерции (а при учете продольных деформаций и между площадями) отдельных элементов или участков; эти данные устанавливаются по аналогичным проектам или на основании приближенных расчетов, которые, например, для сквозных ферм с жестким поясом, производятся в следующих предположениях:

1. узлы фермы принимаются шарнирными;
2. эксцентриситеты крепления решетки не учитываются;
3. изгибающие моменты в верхнем поясе определяются как для простой балки с пролетом, равным длине панели.

в) принимаемые для расчета виды узловых сопряжений элементов друг с другом;

г) наличие и характер закреплений системы и отдельных ее элементов от смещений (полное закрепление, упругое и т.п.)

4.4.5. При проектировании подкрановых балок могут применяться следующие схемы:

а) разрезные (рис. 4.1, а);

б) неразрезные (рис. 4.1, б).

Выбор схемы подкрановых балок должен производиться исходя из общего конструктивного решения каркаса здания с учетом технологических, эксплуатационных и строительных условий.

4.4.6. По типу сечений подкрановые балки делятся на:

а) сплошные (рис.4.I,а, 4.I,б);

б) решетчатые подкрановые фермы, (комбинированная система) с жестким верхним поясом (рис.4.I,в);

в) решетчатые (подкраново-подстропильные фермы) с жестким нижним поясом, совмещающие функции подкрановой балки и подстропильной фермы (рис.4.I,г).

4.4.7. Рамные и неразрезные подкрановые балки следует проектировать сплошными.

Разрезные подкрановые балки могут проектироваться сплошными или решетчатыми.

4.4.8. Выбор схемы и типа сечения подкрановой балки следует производить согласно рекомендаций таблицы 4.6.

4.4.9. При проектировании решетчатых подкрановых балок (подкрановых ферм) с жесткими верхним или нижним поясами надлежит руководствоваться следующими соображениями:

а) подкрановые фермы принимать с параллельными поясами и треугольной решеткой с дополнительными стойками;

б) стержни решетки центрировать для подкрановой балки с жестким верхним поясом - на нижнюю грань верхнего пояса, а для подкрановой фермы с жестким нижним поясом - на ось, лежащую на $(0,2 \div 0,3)h$ ниже верхней грани нижнего пояса, где h - высота жесткого пояса.

в) подкрановые фермы принимать разрезными. При этом следует учитывать, что в случае подкрановой балки с жестким верхним поясом этот пояс воспринимает не только нормальные силы,

но и изгибающие моменты от вертикального давления колес кранов, а нижний пояс и решетка работают только на нормальные усилия, в случае подкрановой балки с жестким нижним поясом, нижний пояс воспринимает нормальные силы, изгибающие и крутящие моменты от вертикального и горизонтального давлений, а верхний пояс и решетка работают, в основном, на нормальные усилия;

г) опирание подкрановых ферм на колонны в случае подкрановых ферм с жестким верхним поясом осуществляется по нижней грани верхнего пояса, предусматривая решетку с нисходящим (растянутым) опорным раскосом. В случае подкрановых ферм с жестким нижним поясом опирание осуществляется по нижней грани нижнего пояса, при этом предусматривается решетка, с восходящим (сжатым) опорным раскосом;

д) высоту подкрановых ферм с жестким верхним поясом назначать равной I/6 + I/8 пролета, при этом высотой фермы считается расстояние от центра тяжести нижнего пояса до нижней грани верхнего пояса.

Высоту ферм с жестким нижним поясом следует принимать равной размеру от оси центрации решетки на нижний пояс подкрановой фермы до верхнего пояса стропильной фермы, но не менее I/6 +I,8 пролета.

Длину панели назначать в пределах 0,8 h + I,3 h , кратной 3 м. Количество панелей должно быть четным.

4.4.IO. Расчет подкрановых ферм при небольшом числе неизвестных рекомендуется производить точными методами строительной механики с учетом деформаций от продольных усилий и эксцентриситетов крепления решетки.

Таблица 4.6

Пролет балок м	Грузоподъемность кранов т	Режим работы кранов	Рекомендуемая схема подкрановых балок	Рекомендуемый тип подкрановых балок	Коэффициент упругой податливости опоры "С" х)	Тип кровли	Примечание
6÷24	любая грузоподъемность	Все режимы	Неразрезная, балочная	Сплошная	менее 0,05	Все типы	
6÷36	любая грузоподъемность	Все режимы	Разрезная, балочная	Сплошная	более 0,05	Все типы	
24÷48	5–30 т	легкий		Ферма с жестким верхним поясом	более 0,05	Все типы	
36 м и более	более 50 т	Все режимы		Ферма с жестким нижним поясом (подкраново-подстропильная)	более 0,05	Все типы	

х) Коэффициент упругой податливости опор "С" вычисляется по формуле $C = \frac{\bar{\Delta} EJ}{\ell^3}$, где:

$\bar{\Delta}$ – проседание опоры от единичной силы, приложенной к опоре (с учетом осадки и поворота фундамента);

EJ – жесткость балки;

ℓ – пролет балки.

4.4.II. Расчет подкрановых ферм с жестким верхним поясом при большом количестве неизвестных следует производить приближенным способом, приведенным в приложении 4.Ш.

Расчет подкрановых ферм с жестким нижним поясом при большом количестве неизвестных следует производить согласно указаний приложения 4.IУ.

4.4.I2. Усилия в подкрановых балках от подвижной крановой нагрузки определяются по ординатам линий влияния при установках кранов, дающих максимальные значения искомых усилий по формулам:

$$M_{расч.} = \Sigma y \cdot \ell \cdot P_{расч.}$$

$$M_{т.расч.} = \Sigma y \cdot \ell \cdot T^{пол.}_{расч.}$$

$$M_{т.мест.расч.} = \frac{T^{пол}_{расч.} \times d}{5}$$

Для сквозной тормозной конструкции $N_{т\,расч.} = \frac{M_{т\ расч.}}{h}$

Для сплошной тормозной конструкции принимается

$N_{т.расч.}$ большее из $\frac{M_{т.расч.}}{h}$ и $T^{прод.}_{расч.}$

$$N_{расч.} = \Sigma y \cdot P_{расч.}$$

$$Q_{расч.} = \Sigma y \cdot P_{расч.}$$

$$S_{т.расч.} = \Sigma y \cdot T^{пол}_{расч.}$$

где: $T^{пол}_{расч.}$, $T^{прод.}_{расч.}$, $P_{расч.}$ - расчетные нагрузки, величины которых принимаются для каждой из проверок по указаниям табл.4.I.

$M_{расч.}$ – расчетный изгибающий момент в вертикальной плоскости сплошной балки или жесткого пояса сквозной балки;

$M_{т.расч.}$ – расчетный изгибающий момент в горизонтальной плоскости от поперечного торможения (при отсутствии тормозной конструкции);

$M_{мест.расч.}$ – местный расчетный изгибающий момент в панели верхнего пояса балки (при применении тормозной фермы) от поперечного торможения (при сплошном настиле принимается равным нулю);

$Q_{расч.}$ – расчетная поперечная сила в сплошной балке или в жестком поясе сквозной балки;

$N_{т.расч.}$ – расчетное усилие в поясах тормозной конструкции от торможения;

$N_{расч.}$ – расчетное усилие в элементах сквозных подкрановых балок от вертикального давления кранов;

$S_{т.расч.}$ – расчетное усилие в элементах решетки сквозной тормозной конструкции;

ℓ – пролет балки;

h – высота тормозной конструкции;

d – длина панели тормозной фермы;

Σy – наибольшая сумма ординат линии влияния для рассматриваемого усилия.

При одновременном воздействии нескольких усилий число проверок, как правило, должно соответствовать числу одновременно учитываемых усилий. При этом, каждая из проверок производится на максимум одного из усилий и определяемых при той же установке кранов остальных усилий.

Сумму ординат линий влияния при проверке на выносливость допускается определять как сумму ординат линий влияния при проверке на прочность, умноженную на коэффициенты, принимаемые:

для пролетных сечений – 0,75;

для опорных сечений – 0,65.

4.4.I3. Усилия в подкрановых балках от постоянной и временной нагрузок определяются по ординатам линий влияния или путем умножения расчетных величин усилий от крановой нагрузки на коэффициенты, приведенные в п.4.2.2 настоящей Инструкции.

4.4.I4. При определении усилий от кранов допускается:

а) при проверке на несколько силовых воздействий принимать максимальные величины каждого из воздействий;

б) определять усилия в статически неопределимых системах с интервалами $\frac{I}{5} \div \frac{I}{I0}$ в зависимости от необходимой точности, грузоподъемности кранов и пролетов балок, а не искать сечений, в которых эти усилия имеют максимум;

в) для разрезных балок очертание эпюры моментов принимать по квадратной параболе, считая, что максимальный момент находится в середине пролете;

г) поперечные силы определять в пролете и на опорах, при этом усилия в промежуточных сечениях определять по линейной интерполяции;

д) при равных пролетах расчетные усилия в многопролетной неразрезной балке рассматривать по схеме 4-х пролетной балки, при этом для крайних пролетов многопролетной балки принимаются усилия в первом пролете 4-х пролетной балки, а для всех средних пролетов - усилия второго пролета 4-х пролетной балки;

е) построение огибающих эпюр усилий рекомендуется производить по характерным точкам согласно рис.4.2÷4.4 и указаниям таблицы 4.7.

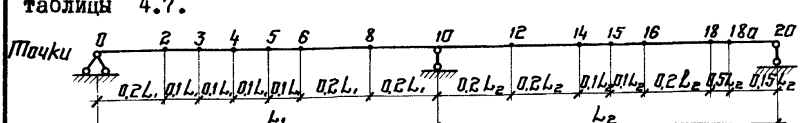


Рис.4.2.

а/ Крайний пролет
/. 1 пролет /.

б/ Средний пролет
/. 2 пролет /.

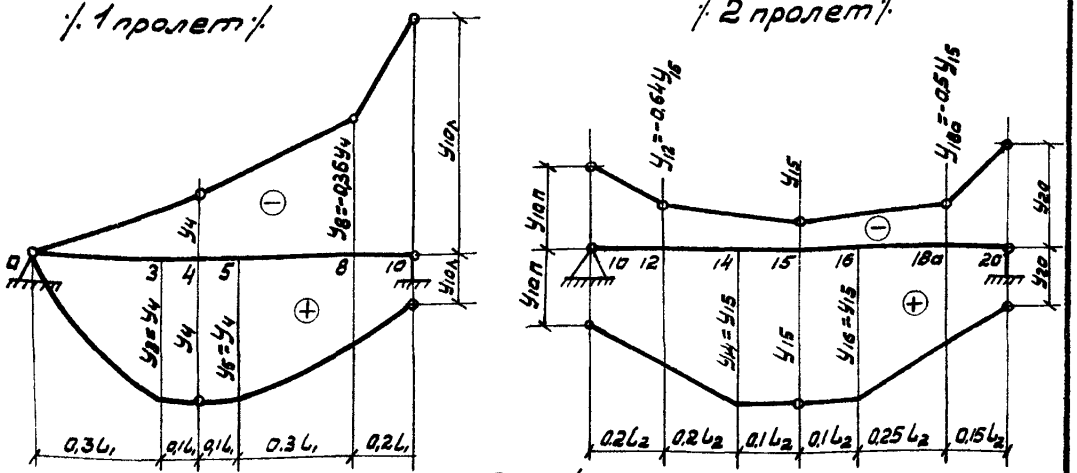


Рис. 4.3

Огибающие эпюры максимальных сумм ординат моментов. /См. табл. 4.7./

а/ Крайний пролет
/. 1 пролет /.

б/ Средний пролет
/. 2 пролет /.

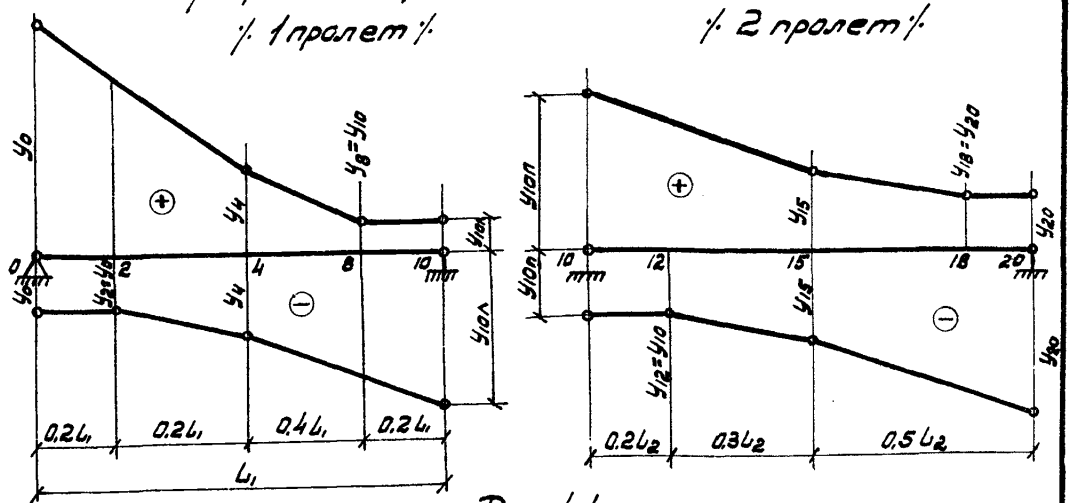


Рис. 4.4

Огибающие эпюры максимальных сумм ординат от поперечных сил /см. табл. 4.7./

y_1, y_2, y_3 и т.д. – сумма ординат линий влияния в точках 1, 2, 3 и т.д. для рассматриваемого усилия /. момента, поперечных сил и т.д. /.

$y_{10л}$, $y_{10п}$ – сумма ординат. линий влияния в точке 10 слева и справа

Таблица для построения огибающих эпюр максимальных сумм ординат моментов и поперечных сил.

Таблица 4.7

Точки	Расстояние до левой крайней опоры.	Огибающая эпюра моментов „М"		Огибающая эпюра поперечных сил „Q"	
		Положительная	Отрицательная	Положительная	Отрицательная
0	—	по загружению	по загружению	по загружению	по загружению
2	$0.2\,l_1$	не вычисляется	не вычисляется	не вычисляется	Равна ординате в точке 0.
3	$0,3\,l_1$	Равна ординате в точке 4	не вычисляется	не вычисляется	не вычисляется
4	$0.4\,l_1$	по загружению	по загружению	по загружению	по загружению
5	$0.5\,l_1$	Равна ординате в точке 4	не вычисляется	не вычисляется	не вычисляется
6	$0.6\,l_1$	не вычисляется	не вычисляется	не вычисляется	не вычисляется
8	$0.8\,l_1$	не вычисляется	Равна 0,36 положительной ординаты в т.4.	Равна ординате в точке 10	не вычисляется
10	$1.0\,l_1$	по загружению	по загружению	по загружению	по загружению
12	$l_1 + 0.2\,l_2$	не вычисляется	Равна 0,64 положительной ординаты в т.15	не вычисляется	Равна ординате в точке 10
14	$l_1 + 0.4\,l_2$	Равна ординате в точке 15	не вычисляется	не вычисляется	не вычисляется
15	$l_1 + 0.5\,l_2$	по загружению	по загружению	по загружению	по загружению
16	$l_1 + 0.6\,l_2$	Равна ординате в точке 15	Не вычисляется	не вычисляется	не вычисляется
18	$l_1 + 0.8\,l_2$	не вычисляется	не вычисляется	Равна ординате в точке 20	не вычисляется
18а	$l_1 + 0.85\,l_2$	не вычисляется	Равна 0,5 положительной ординаты в т.15	не вычисляется	не вычисляется
20	$l_1 + l_2$	по загружению	по загружению	по загружению	по загружению

Построение эпюр см. рисунки 4.3 и 4.4

4.5. КОМПОНОВКА СЕЧЕНИЙ

4.5.I. Выбор размеров элементов поперечного сечения должен удовлетворять требованию наиболее экономичного сечения с учетом величины и соотношения действующих усилий в вертикальной и горизонтальной плоскостях, нормативных требований в части допустимых свесов листов, прогибов, устойчивости и др.

Рекомендации по определению оптимальных параметров сечения приведены в приложении 4.V

4.5.2. Сечения балок следует проектировать, как правило, из 3-х листов в виде сварного двутавра. Применение пакетов не рекомендуется. Сечения могут быть симметричными и несимметричными.

4,5.3. Высоту сплошной подкрановой балки следует назначать с учетом строительной высоты, определяемой технологическим заданием, возможного исключения продольных стыков в стенке балки, стандартной ширины листов, а также габаритов для железнодорожных перевозок.

4.5.4. Минимальная ширина верхнего пояса принимается равной 250 мм, нижнего- 200 мм. При креплении кранового рельса на планках (рис. 4.5) Минимальная ширина верхнего пояса при кранах грузоподъемностью 75т принимается равной 320 мм при сквозной тормозной конструкции и 400 мм - при сплошной; при кранах грузоподъемностью свыше 75т соответственно 360мм и 450мм.

Минимальная толщина стенки принимается равной 6 мм. Толщину поясных листов рекомендуется принимать от I0 до 32 мм.

4.5.5. Высота сплошных подкрановых балок из условия допускаемых прогибов должна быть не менее величины, определяемой из табл. 4.8. (*Предполагается, что наибольшее напряжение в сечении от вертикальной нагрузки равно расчетному сопротивлению стали*)

Минимально допускаемые отношения $\frac{h}{l}$ для сварных подкрановых балок со сплошной стенкой при кранах грузоподъемностью 5 тн. и более

Таблица 4.8.

Схемы балок	Разрезные балки постоянного сечения			Разрезные балки переменного сечения			Неразрезные балки x)		
Расчетное сопротивление кг/см2	2100 кг/см2	2900 кг/см2	3400 кг/см2	2100 кг/см2	2900 кг/см2	3400 кг/см2	2100 кг/см2	2900 кг/см2	3400 кг/см2
Предельный прогиб в долях пролета	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
I/400	0,059	0,081	0,095	0,065	0,089	0,105	0,053 0,050	0,073 0,069	0,086 0,081
I/500	0,074	0,101	0,119	0,081	0,111	0,131	0,066 0,062	0,091 0,086	0,107 0,101
I/600	0,088	0,122	0,143	0,097	0,134	0,157	0,079 0,075	0,110 0,104	0,129 0,122
I/750	0,110	0,152	0,178	0,121	0,167	0,197	0,099 0,098	0,137 0,129	0,160 0,152

Примечания к табл.

x) В числителе- для балок пролетом 18 и 30 м.
В знаменателе- для балок пролетом 6 и 12 м.

1. Для балок несимметричного сечения табличные величины должны быть умножены на $\frac{1+\alpha_1}{2}$, где α_1 определяется по указаниям п.4.6.12.

2. При кранах грузоподъемностью менее 5 тн. табличные величины должны быть умножены на коэффициент 0,9.

4.5.6. В балках наибольшая расчетная ширина неокаймленного сжатого свеса листа (полки) определяется из формулы

$$\frac{b}{\delta} = 15\sqrt{\frac{2100}{R}}$$

где - δ - толщина стенки.

В случае недонапряжения балки значения $\frac{b}{\delta}$ могут быть увеличены в $\sqrt{\frac{P}{\sigma}}$ раза, но не более чем на 25%.

Здесь σ - большая из величин

$$\sigma = \frac{M}{\varphi_b W} \quad \text{или} \quad \sigma = \frac{M_x}{W_x} \pm \frac{M_y}{W_y}$$

Свесом листа (полки) считается:

в сварных балках- размер от грани стенки до края листа.

4.6. Расчет

элементов подкрановых балок по несущей способности и деформациям

4.6.I. Расчет элементов подкрановых балок следует производить:

а) по несущей способности (прочности, устойчивости, выносливости);

б) по деформациям (прогибам) - вертикальным и горизонтальным.

4.6.2. Расчет по прочности и устойчивости центрально и внецентренно сжатых элементов, проверку устойчивости стенок и поясов балок, а также проверку деформаций в вертикальной плоскости следует производить во всех случаях.

4.6.3. Расчет по деформациям в горизонтальной плоскости и по выносливости производится только для балок в зданиях и сооружениях с тяжелым режимом работы, перечень которых приведен в разделе I настоящей Инструкции.

4.6.4. Проверка на общую устойчивость балок производится по указаниям приложения 4.П только при отсутствии тормозных устройств.

4.6.5. Указания по проверке и обеспечению устойчивости стенок и поясов балок приведены в приложении 4.I.

4.6.6. В табл. 4.9 приведены необходимые проверки и формулы для расчета элементов подкрановых балок и тормозных конструкций на прочность, общую устойчивость, центральное и внецентренное сжатие и выносливость.

Примечание: Требования п.4.12 СНиП II-В.3-62 на подкрановые балки не распространяются.

Таблица 4.9

Тип балки	Тип тормозной конструкции	№№ пп	Проверяемый элемент	Вид проверки	Формулы
Сплошная	Без тормозной конструкции	I	Верхний пояс	На прочность	$\frac{M_{расч.}}{W_{x нт}} + \frac{M_{т\ расч.}}{W_{y нт}} \leq R$ (4.I)
				На общую устойчивость *)	$\frac{M_{расч.}}{\varphi_б \cdot W_x^c} \leq R$ (4.2)
				На выносливость	$\frac{M_{расч.}}{W_{x нт}} \leq \gamma \cdot R$ (4.3)
		2	Нижний пояс	На прочность	$\frac{M_{расч.}}{W_{x нт}} \leq R$ (4.4)
				На общую устойчивость *)	Проверка по формуле (4.2)
				На выносливость	Проверка по формуле (4.3)
		3	Стенка	На прочность	$\frac{Q_{расч.} \cdot S}{J_x \cdot \delta} \cdot \frac{a}{a-d} \leq R_{ср.}$ (4.5)
				На смятие	$\frac{P_{расч.}}{\delta \cdot z} \leq R$ (4.6)
	Сплошная	4	Верхний пояс	На прочность	$\frac{M_{расч.}}{W_{x нт}} + \frac{N_{т\ расч.}}{F_{нт}^{п}} \leq R$ (4.7)
				На выносливость	Проверка по формуле (4.3)
		5	Нижний пояс	Проверки по формулам (4.3) и (4.4)	
		6	Стенка	Проверки по формулам (4.5) и (4.6)	
	Сквозная	7	Верхний пояс	На прочность	$\frac{M_{расч.}}{W_{x нт}} + \frac{M_{т\ мест.\ расч.}}{W_{y нт}} + \frac{N_{т\ расч}}{F_{нт}^{п}} \leq R$ (4.8)
				На выносливость	Проверка по формуле (4.3)
		8	Нижний пояс	Проверки по формулам (4.3) и (4.4)	
		9	Стенка	Проверки по формулам (4.5) и (4.6)	

Продолжение таблицы 4.9

Тип балки	Тип тормозной конструкции	№№ пп	Проверяемый элемент	Вид проверки	Формулы
Сквозная с жестким поясом	Сплошная	I0	Верхняя полка жесткого пояса	На прочность	$\frac{M_{расч.}}{W_{хнт}} + \frac{N_{т.расч.}}{F^{п}_{нт}} + \frac{N_{расч.}}{F_{нт}} \leq R$ (4.9)
				На устойчивость **)	$\frac{N_{расч.}}{\varphi^{вн} F} + \frac{N_{т.расч.}}{\varphi_{п} F^{п}} \leq R$ (4.I0)
				На выносливость	$\frac{M_{расч.}}{W_{хнт}} + \frac{N_{расч.}}{F_{нт}} \leq \gamma \cdot R$ (4.II)
		II	Нижняя полка жесткого пояса	На прочность	$\frac{M_{расч.}}{W_{хнт}} + \frac{N_{расч.}}{F_{нт}} \leq R$ (4.I2)
				на выносливость	Проверка по формуле (4.II)
		I2	Стенка жесткого пояса	на прочность	Проверка по формуле (4.5)
				на смятие стенки	Проверка по формуле (4.6)
		I3	Решетка и нижний пояс балки	на прочность	$\frac{N_{расч.}}{F_{нт}} \leq R$ (4.I3)
				на устойчивость	$\frac{N_{расч.}}{F \cdot \varphi} \leq R$ (4.I4)
				на выносливость	$\frac{N_{расч.}}{F_{нт}} \leq \gamma \cdot R$ (4.II^{а})
	Сквозная	I4	Верхняя полка жесткого пояса	на прочность	$\frac{M_{расч.}}{W_{хнт}} + \frac{M_{т.мест.расч}}{W_{унт}} + \frac{N_{т.расч.}}{F^{п}_{нт}} + \frac{N_{расч.}}{F_{нт}} \leq R$ (4.I5)
				на устойчивость **)	$\frac{N_{расч.}}{\varphi^{вн} F} + \frac{N_{т.расч.}}{\varphi^{вн.}_{п} F^{п}} \leq R$ (4.I6)
				на выносливость	Проверка по формуле (4.II)
		I5	Нижняя полка жесткого пояса	Проверки по формулам	(4.II) и (4.I2)
		I6	Стенка жесткого пояса	Проверки по формулам	(4.5) и (4.6)
		I7	Решетка и нижний пояс балки	Проверки по формулам	(4.II), (4.I3) и (4.I4)

Продолжение таблицы 4.9.

Тип балки	Тип тормозной конструкции	№ пп	Проверяемый элемент	Вид проверки	Формулы
	Сквозная	I8	Пояса тормозной конструкции	на прочность	$\frac{N_{т\,расч.}}{F^{п}_{нт}} \leq R$ (4.I7)
				на устойчивость	$\frac{N_{т\,расч}}{F^{п}\varphi} \leq R$ (4.I8)
		I9	Решетка тормозной конструкции	на прочность	$\frac{S_{т\,расч.}}{F_{нт}} \leq R$ (4.I9)
				на устойчивость	$\frac{S_{т\,расч.}}{F.\varphi} \leq R$ (4.20)

*) Проверку на общую устойчивость по формуле (4.2) следует производить только для сжатого пояса.

**) $\varphi_{п}$ и $\varphi_{п}^{б_н}$ - определяются только для верхней полки жесткого пояса.

Обозначения, принятые в таблице: 4.9:

$M_{расч.}$; $N_{т.рас}$, $N_{расч.и т.д}$ – расчетные усилия, определяемые для каждого вида проверки, по указаниям п.4.4.12;

$W_{x\,нт}$, W_x – соответственно моменты сопротивления балки или жесткого пояса нетто и брутто относительно горизонтальной оси "х" для проверяемого волокна;

$W_{y\,нт}$, W_y – соответственно моменты сопротивления верхнего пояса сплошной балки или верхней полки жесткого пояса сквозной балки нетто и брутто относительно вертикальной оси "у" для проверяемого волокна;

W_x^c – момент сопротивления балки относительно горизонтальной оси "х" для крайнего сжатого волокна;

$F_{нт}$, F – соответственно площадь нетто и брутто сплошной балки, жесткого пояса и других элементов сквозной балки;

$F_{нт}^{п}$ $F^{п}$ – соответственно площадь нетто и брутто верхнего пояса сплошной балки и верхней полки жесткого пояса сквозной балки;

J_x – момент инерции (брутто) сплошной балки или жесткого пояса сквозной балки относительно оси "Х";

δ – толщина стенки балки или жесткого пояса;

a – шаг отверстий для заклепок или болтов;

d – диаметр отверстий;

$z = c\sqrt[3]{\frac{J^{п}}{\delta}}$ – условная длина распределения давления сосредоточенного груза;

где: $c = 3{,}25$ – для сварных и прокатных балок;

$c = 3{,}75$ – для клепаных балок;

J^n - сумма моментов инерции пояса балки и кранового рельса (относительно собственных осей); в случае приварки рельса швами, обеспечивающими совместную работу рельса и балки J^n -общий момент инерции рельса и пояса.

Примечание: Значения Z могут определяться по табл.4.IO

Табл.4.IO

Значения Z для сварных балок

Тип рельса	Величина Z см при δ (мм)									
	6	8	IO	I2	I4	I6	I8	20	22	25
Р 38 КР70	40,5	36,7	34,2	32,I	30,5	29,2	28,I	27,I	26,2	25,2
Р 43 КР80	44,3	40,2	37,3	35,2	33,4	3I,9	30,7	29,6	28.7	27,5
КРI00	54,8	49,7	46,2	43,5	4I,4	39,5	38,0	36,7	35,6	34,I
КРI20	65,6	59,6	55,4	52,I	49,6	47,4	45,6	44,I	42,6	40,8
КРI40	69,6	63,I	58,6	55,2	52,4	50,I	48,I	46,6	45,0	44,5

R - расчетное сопротивление прокатной стали сжатию и изгибу, принимаемое по таблице I,2 раздела I.

$R_{ср}$ - расчетное сопротивление прокатной стали срезу; принимаемое по таблице I.2 раздела I. Расчетные сопротивления умножаются на коэффициенты условий работы элементов стальных конструкций, принимаемых по таблице 4.4.

φ_δ - коэффициент уменьшения несущей способности при проверке на общую устойчивость балки, определяемый по приложению 4.П.

φ - коэффициент продольного изгиба при проверке на устойчивость центрально-сжатых элементов, определяемый по прилож. I.IУ раздела I.

$\varphi^{вн.}$ - коэффициент уменьшения несущей способности при проверке устойчивости внецентренно-сжатых элементов, определяемый по приложению 3.Ш.

γ - коэффициент понижения расчетного сопротивления металла при расчете на выносливость, определяемый по указаниям п.4.6.8.

R - расчетное сопротивление стали растяжению, сжатию и изгибу, принимаемое по табл. 12 раздела I, которое для случаев, приведенных в табл. 4.4. понижается умножением на соответствующие коэффициенты условий работы (m).

4.6.7 - сварные швы и заклепки, соединяющие стенки и пояса составных двутавровых балок, рассчитываются по формулам табл. 4.II.

Прочие соединения рассчитываются по указаниям раздела I.

Таблица 4.II.

№№ пп	Характер нагрузки	Тип соединения	Расчетные формулы
I	Подвижная сосредоточенная нагрузка	Угловые швы	$\frac{1}{2(\beta h_ш)}\sqrt{\left(\frac{Q_{расч.}\cdot S_п}{J_{бр}}\right)^2+\left(\frac{\rho_{расч}}{Z}\right)^2}\le R_y^{ш}$ (4.21)
2	То же,	Заклепки	$\alpha\sqrt{\left(\frac{Q_{расч.}\cdot S_п}{J_{бр.}}\right)^2+\left(\frac{\alpha\cdot R_{расч.}}{Z}\right)^2}=N_{закл}$ (4.22)

Обозначения, принятые в таблице 4.II.

$\rho_{расч.}$, $Q_{расч.}$ - расчетные усилия, определенные по указаниям п.4.4.I2;

$S_п$ - статический момент брутто пояса балки относительно нейтральной оси;

$h_ш$ - толщина углового шва;

β – коэффициент, принимаемый равным:

$\beta = I$ – при однопроходной автоматической сварке;

$\beta = 0,8$ – при однопроходной полуавтоматической сварке;

$\beta = 0,7$ – при ручной сварке, а также при многопроходной автоматической и полуавтоматической сварках;

a – шаг поясных заклепок;

$N_{закл.}$ – расчетное усилие на одну заклепку, принимаемое равным:

$N_{закл} = n_{ср} \frac{\pi d^2}{4} R_{ср}^{закл.}$ (4.23) при расчете на срез;

$N_{закл.} = d \cdot \sum \delta R_{см}^{закл.}$ (4.24) при расчете на смятие;

$R_y^{сб}$ – расчетное сопротивление углового шва, принимаемое по таблице I.5 раздела I.

$R_{ср}^{закл.} \cdot R_{см}^{закл.}$ – расчетное сопротивление заклепок срезу и смятию, принимаемое по таблице I.6 раздела I, которое для случаев, приведенных в табл. 4.4 и 4.5 понижается умножением на соответствующие коэффициенты условий работы (m) и (m_1).

z – условная длина распределения давления сосредоточенного груза, принимается согласно указаний п.4.6.6;

α – коэффициент, принимаемый:

а) при нагрузке по верхнему поясу клепаной балки, в которой стенка пристрогана к верхнему поясу,

$$\alpha = 0,4;$$

б) то же, но при отсутствии пристрожки стенки, а также при нагрузке по нижнему поясу $\alpha = I$;

$J_{бр}$ - момент инерции сечения брутто относительно нейтральной оси.

Примечания:

I. При неподвижной сосредоточенной нагрузке, приложенной к верхнему поясу, предусматривается, что в местах приложения грузов имеются ребра жесткости, приваренные или плотно пригнанные к верхнему поясу. При отсутствии указанных ребер расчет прикрепления верхнего пояса ведется, как для подвижной сосредоточенной нагрузки.

2. При приложении неподвижной сосредоточенной нагрузки к нижнему поясу балки сварные швы и заклепки, прикрепляющие этот пояс к стенке, рассчитываются по формулам табл.4.II независимо от наличия ребер жесткости в местах приложения грузов.

3. Верхние поясные швы, выполненные с проваром на всю толщину стенки в соответствии с указаниями 4.7.33 считаются равнопрочными со стенкой.

4.6.8. При расчете конструкций на выносливость расчетные сопротивления основного металла понижаются путем умножения на коэффициент γ, определяемый по формуле:

$$\gamma = \frac{I}{(\alpha\beta \pm \beta) - (\alpha\beta \mp \beta)\rho} = I \qquad (4.25)$$

где: β - эффективный коэффициент концентрации напряжений, принимаемый по разделу I настоящей инструкции.

α и β - коэффициенты, принимаемые:

для углеродистой стали: α =0,75; β =0,3;

для низколегированной стали:

α =0,80; β = 0,3.

$\rho = \frac{\sigma_{min}}{\sigma_{max}}$, где σ_{min} и σ_{max} - наименьшее и наибольшее

по абсолютной величине напряжения в рассчитываемом элементе, вычисленные (каждое со своим знаком) от нормативной нагрузки без учета коэффициента динамичности, коэффициентов φ, $\varphi^{в_н}$ и $\varphi_б$, а также коэффициентов α по п.4.2.4.

Примечание: Верхние знаки в знаменателе формулы (4.25) принимаются в случае, когда наибольшее по абсолютной величине напряжение является растягивающим; нижние знаки - в противоположном случае.

4.6.9. Расчет по деформациям производится без учета ослабления сечений заклепочными и болтовыми отверстиями, а также без учета коэффициента динамичности.

При определении прогиба балок и ферм, изготовливаемых со строительным подъемом, прогиб от постоянной нагрузки не учитывается, если он не превышает величины строительного подъема. В противном случае учитывается только разность между этими величинами.

4.6.10. Вертикальные деформации (прогибы) изгибаемых элементов не должны превышать величин, указанных в таблице 4.12.

Таблица 4.I2

Предельные деформации (прогибы)

№№ пп	Наименование элементов конструкций	Величина прогиба в долях от пролета
I	Подкрановые балки	
	а) при ручных кранах	I/500
	б) при электрических кранах грузоподъемностью до 50 т	I/600
	в) при электрических кранах грузоподъемностью 50 т и более	I/750
2	Пути кран-балок	I/500
3	Монорельсовые пути	I/400

4.6.II. Прогибы подкрановых балок определяются по формуле:

$$f = \frac{L^3 \cdot P_{расч.} \cdot \Sigma y_n}{E J_{бр.}} \quad (4.26)$$

где: Σy_n – сумма ординат линий влияния прогиба в середине пролета, определяемых для различных схем балок по приложению 4.УI.

L – пролет балки;

$P_{расч.}$ – расчетное усилие, определяемое по указаниям п. 4.4.I2.

$J_{бр}$ – момент инерции брутто подкрановой балки относительно нейтральной оси;

E – модуль упругости.

4.6.I2 – Прогибы подкрановых балок ферм допускается определять по следующей приближенной формуле:

$$f = \frac{K\sigma\,(1+\alpha_1)\,L^2}{nEh} \quad (4.27).$$

где: L – пролет балки;

h – высота балки;

σ – максимальное напряжение, определяемое по указаниям таблицы 4.I3.

K – коэффициент, принимаемый по табл.4.I4.

n – коэффициент, принимаемый по табл.4.I3.

E – модуль упругости;

$\alpha_1 = \frac{a}{b} < 1$ – отношение расстояний (меньшего к большему) от центра тяжести подкрановой балки до осей поясов.

Для сквозной балки (фермы) $\alpha_1 = \frac{F_1}{F_2}$, где F_I и F_2 – соответственно площади меньшего и большего поясов балки.

Таблица 4.I3.

величины / Балка	n	σ
Сплошная при кранах грузоподъемностью до 5 тонн	I,5	Вычисляется по формуле (4.4) таблицы 4.9 при расчете на прочность по сечению брутто.
Сплошная при кранах грузоподъемностью 5 т и более	I,4	

Продолжение табл.4.I3

Сквозная при кранах грузоподъемностью до 5 тонн	0,9	Вычисляется для нежесткого пояса по формуле (4.I3) таблицы 4.9. при расчете на прочность, но по сечению брутто.
Сквозная при кранах грузоподъемностью 5 тонн и более	0,85	

Примечания:

I. При определении прогиба в неразрезных балках для величины σ принимается максимальное напряжение в средней части крайнего пролета.

2. Величина прогиба, определенного по формулам п.п. 4.6.II и 4.6.I2 не должна превышать величин, указанных в таблице 4.I2.

Значения K в формулах (4.26) и (4.27)

Таблица 4.I4

Тип балки / Пролет м	Разрезная	Неразрезная
6	0,I00	0,085
I2	0,I00	0,085
I8	0,I00	0,090
30	0,I00	0,090

4.6.I3. Горизонтальные деформации (прогибы) тормозных балок (ферм) в зданиях и сооружениях металлургических заводов с тяжелым режимом работы не должны превышать I/2000 их пролета.

Примечания:

1. Требованию обеспечения допустимого прогиба могут удовлетворять тормозные фермы только одного из подкрановых путей каждого пролета здания.

2. Величина горизонтального прогиба тормозной балки (фермы) определяется в предположении равенства прогибов у двух расположенных друг напротив друга подкрановых балок.

4.6.14. Прогибы тормозных конструкций подкрановых балок (ферм) допускается определять по следующей приближенной формуле:

$$f = \frac{1.05 \cdot K\sigma (1+\alpha_1) L^2}{n E h} \cdot K_1 \qquad (4.28)$$

где: L – пролет тормозной балки (фермы);

h – высота балки (фермы);

σ – максимальное напряжение от силы торможения, определенное по формуле (4.17) табл.4.9, при расчете на прочность, но по сечению брутто.

К – коэффициент, принимаемый по таблице 4.14.

$\alpha_1 = \frac{a}{B} \leq 1$ – отношение расстояний (меньшего к большему) от центра тяжести тормозной конструкции до осей поясов.

$$K_I = \frac{S_1}{S_1 + S_2}$$

где S_1 и S_2 – соответственно усилия, вызывающие единичные горизонтальные перемещения рассматриваемой и расположенной против нее тормозных конструкций, определяемые по формулам:

$$S_1 = \frac{48 E J_1}{L_1^3} \quad ; \quad S_2 = \frac{48 E J_2}{L_2^3}$$

В этих формулах:

E - модуль упругости;

L_1 и L_2 - соответственно пролеты рассматриваемой и расположенной против нее тормозных конструкций;

J_1 и J_2 - соответственно моменты инерции рассматриваемой и расположенной против нее тормозных конструкций.

4.6.I5. Количество сечений балки, подлежащих расчетной проверке, зависит от схемы балки и величины пролета.

Как правило, в разрезных балках пролетом до 6 м, нормальные напряжения определяются в одном сечении в середине пролета, а на срез проверяется только сечение на опоре.

При пролетах I2 м и более рекомендуется строить огибающие эпюры усилий, а сечения балок изменять в соответствии с характером огибающей.

В этом случае расчетной проверке по формулам табл.4.9 подлежат, кроме сечений с максимальными усилиями, также все места, в которых изменяются сечения.

В неразрезных балках и балках рамного типа дополнительно проверяются сечения на опорах и другие, определяемые в каждом отдельном случае.

4.7. ПРОЕКТИРОВАНИЕ СТАЛЬНЫХ ПОДКРАНОВЫХ БАЛОК И ИХ ЭЛЕМЕНТОВ.

Сплошные балки

Опирание подкрановых балок

4.7.I. Опирание подкрановых балок предусматривает центрированную передачу опорной реакции на колонны через опорные ребра со строганной нижней кромкой (рис.4.6а) или приваренные к нижнему поясу прокладки (рис.4.6б).

На средних опорах неразрезных балок или рамных систем допускается непосредственная передача опорных реакций на ветви колонн без центрирующих прокладок (рис.4.20), при этом учет дополнительного момента в продольном направлении можно не производить. В крайних колоннах этих систем передача опорных реакций, как правило, должна производиться с центрированием на ось колонны. При опирании на крайние колонны аналогично средним (по типу рис.4.20), эти колонны должны быть рассчитаны на дополнительный момент в продольном направлении, равный

$$M_к = \frac{M_б}{1+\frac{i_б}{i_к}}$$

где: $M_б$ – наибольший расчетный пролетный момент подкрановой балки (в крайнем пролете);

$i_б$ и $i_к$ – соответственно погонные жесткости подкрановой балки (крайнего пролета) и колонны в продольном направлении.

4.7.2. Размеры выступающей части опорного ребра и прокладок выбираются из условия обеспечения постоянной отметки верхнего пояса подкрановой балки на всем протяжении подкранового пути. При этом минимальная высота выступающей части ребра не должна быть менее толщины ребра, а толщина прокладки не менее 6 мм.

4.7.3. Для опирания подкрановых балок на железобетонные колонны следует на консолях колонн предусматривать специальные опорные плиты.

4.7.4. При различной высоте смежных подкрановых балок опирание может осуществляться по рис.4.7

Опорные узлы

4.7.5. Участок стенки составной балки над опорой должен укрепляться ребрами, воспринимающими опорную реакцию. Для разрезных балок опорные ребра следует осуществлять с фрезерованной нижней плоскостью, приваривая их к торцам поясов и стенке балки (рис.4.8). Опорные ребра неразрезных балок и над крайними опорами торцевых и температурных разрезных балок должны быть плотно пригнаны или приварены к нижнему поясу балки (рис.4.8,4.9).

4.7.6. В неразрезных балках швы, соединяющие опорные ребра с поясами и стенкой, должны выполняться с полным проваром на всю толщину ребра.

Для обеспечения такого провара при толщине ребра более I2 мм его следует выполнять с К-образной разделкой (рис.4,9 узел А).

При ручной и полуавтоматической сварке К-образную разделку ребра следует применять при толщине их I0 мм и более. В этом случае прочность шва принимается равной прочности основного металла ,шпоночные швы не допускаются.

4.7.7. В местах пересечения поясных швов с швами опорных ребер, первые выполняются непрерывными,а вторые выводятся на ребра.

4.7.8. Участок стенки балки должен рассчитываться на продольный изгиб из плоскости как стойка, нагруженная опорной реакцией. В расчетное сечение этой стойки включаются ребра жесткости и полоса стенки шириной до $15\delta\sqrt{\frac{2.1}{R}}$ с каждой стороны. Расчетная длина стойки принимается равной высоте стенки.

Напряжения в нижних сечениях при воздействии опорной реакции не должны превышать:

а) при фрезеровке нижнего сечения опорного ребра (рис. 4.8а) при ($a \leq 1{,}5\delta$) или пристрожке его - расчетного сопротивления прокатной стали на смятие;

б) при фрезеровке нижнего торца и при $a > 1{,}5\delta$ или в случае приварки ребра к нижнему поясу- расчетного сопротивления сжатия.

4.7.9. Сварные швы, прикрепляющие опорные ребра к стенке балки, должны быть рассчитаны на восприятие опорной реакции, при этом в расчет вводится полная длина швов, прикрепляющих опорные ребра к стенке за вычетом n х 10 мм, где

n - число швов.

Крепление подкрановых балок к колоннам и между собой

4.7.10. Крепления подкрановых балок к колоннам в горизонтальном направлении следует осуществлять в плоскости верхних поясов балок (рис.4.10 ÷ 4.18).

При разрезных подкрановых балках эти крепления следует проектировать податливым вдоль колонн и в вертикальном направлении. Конструкции креплений должны допускать возможность временного закрепления балок и рихтовку их.

4.7.11. Крепления в горизонтальном направлении должны быть рассчитаны на восприятие тормозных и боковых усилий.

4.7.12. Крепления верхних поясов разрезных подкрановых балок к колоннам рекомендуется осуществлять: при отсутствии тормозных ферм, согласно рис.4.14,а при наличии тормозных ферм и балок, согласно рис.4.11,4,12, 4.15.

4.7.13. В случае опирания подкрановых балок на железобетонные колонны крепление верхнего пояса подкрановых балок рекомендуется осуществлять, согласно рис.4.17, 4.18.

4.7.I4. Верхние пояса неразрезных подкрановых балок, а также концевые разрезные и неразрезные подкрановые балки рекомендуется крепить к колоннам:

- при отсутствии тормозных устройств, согласно рис.4.I0,
- при наличии тормозных устройств в виде балок - по рис. 4.I3.
- а в виде ферм - по рис.4.I0; 4.I6.

4.7.I5. Крепление тормозной конструкции к стойке фахверка рекомендуется осуществлять, согласно рис.4.I9.

4.7.I6. Крепления нижнего пояса к колоннам выполняются на болтах (рис. 4.9; 4.I0), предназначенных для фиксации положения балок, а в необходимых случаях также для восприятия отрывающих усилий.

При значительной величине этих усилий они воспринимаются специальными планками, приваренными к опорным ребрам балки и к колоннам (рис.4.20).

При определении размеров элементов, воспринимающих отрывающие усилия, коэффициент условий работы и динамический коэффициент принимаются равными единице, а расчетное сопротивление болтов как для анкерных болтов при железобетонных колоннах и как для болтов нормальной точности при стальных колоннах.

4.7.I7. Передачу продольных сил от торможения кранов, ветра и т.п. с подкрановых балок на колонны рекомендуется производить в панели, где установлены вертикальные связи по колоннам (рис.4.2I). Передача этих усилий производится с помощью специальных прокладок, приваренных к нижнему поясу балок и колоннам.

4.7.I8. Соединение разрезных балок между собой рекомендуется осуществлять с помощью болтов, расположенных в нижней половине опорных ребер (рис.4.6.а).

Ребра жесткости

4.7.I9. Стенки сплошных подкрановых балок для обеспечения от потери устойчивости должны укрепляться парными симметрично-расположенными относительно оси стенки ребрами жесткости. Укрепление стенок может производиться:

а) поперечными основными вертикальными ребрами, поставленными по высоте стенки; эти ребра должны примыкать торцами к верхнему поясу и не доводятся до нижнего на 60 мм (рис.4.22,а б).

б) поперечными основными ребрами и продольными горизонтальными ребрами (рис. 4.22, в, г);

в) поперечными основными и промежуточными короткими ребрами и продольным ребром; промежуточные короткие ребра располагаются между поясом и продольным ребром.

Укрепление стенок подкрановых балок продольными ребрами жесткости рекомендуется производить только при $\frac{h_0}{\delta} \geq 170\sqrt{\frac{2,1}{R}}$

здесь: h_0 – расчетная высота стенки;

δ – толщина стенки;

R – расчетное сопротивление стали в т/см^2.

4.7.20. Поперечные промежуточные короткие ребра могут применяться только при наличии продольного ребра, к которому они должны привариваться.

4.7.21. При отсутствии опорных ребер по торцам балок, последние окаймляются ребрами жесткости (рис. 4.6,б).

4.7.22. Торцы вертикальных ребер жесткости сварных балок в местах примыкания их к поясам (за исключением нижних торцов опорных ребер) должны иметь скосы с размерами по высоте 60 мм и по ширине 40 мм (рис. 4.22, узел I).

4.7.23. Горизонтальные ребра жесткости в местах пересечения с вертикальными рёбрами прерываются и привариваются к вертикальным ребрам. При этом концы горизонтальных ребер в месте примыкания к вертикальным ребрам должны иметь скосы с размерами по длине 60 мм и по ширине 40 мм (рис. 4.22, узел 2).

При необходимости горизонтальные ребра жесткости могут быть выполнены непрерывными. В этом случае торцы вертикальных ребер в местах пересечения с горизонтальными ребрами должны иметь соответствующие скосы (рис. 4.22,г).

4.7.24. В стенке, укрепленной только поперечными ребрами, ширина выступающей части парного симметричного ребра $b_р$ должна быть не менее $\frac{h_{ст}}{30}$ + 40 мм, а толщина ребра - не менее I/I5 $b_р$.

Расстояние между поперечными основными ребрами определяется, согласно указаний приложения 4.I, но не должно превышать $2h_0$ при $\frac{h_0}{\delta} > 100$ и $2{,}5\ h_0$ при $\frac{h_0}{\delta} \leq 100$. В местах приложения к верхнему поясу больших неподвижных сосредоточенных грузов следует устанавливать поперечные ребра.

Ширина выступающей части короткого ребра должны быть не менее 2/3 ширины основного ребра.

При наличии одного продольного ребра необходимый момент инерции поперечного ребра определяется по формуле:

$$J_р = 3h_0\delta^3$$

Необходимый момент инерции продольного ребра определяется в зависимости от величины $\frac{b_1}{h_0}$, по формулам табл. 4.I5;

Значение необходимого момента инерции продольного ребра

Таблица 4.I5

b_1/h_0	Необходимый момент инерции продольного ребра $J_{пр.р.}$	Предельные значения: минимальное	Предельные значения: максимальное
0,2	$(2{,}5-0{,}5\frac{a}{h_0})\frac{a^2}{h_0^2}h_0\delta^3$	$I{,}5\ h_0\delta^3$	$7\ h_0\delta^3$
0,25	$(I{,}5-0{,}4\frac{a}{h_0})\frac{a^2}{h_0^2}h_0\delta^3$	$I{,}5\ h_0\delta^3$	$3{,}5h_0\delta^3$
0,3	$I{,}5\ h_0\delta^3$	-	-

Для промежуточных значений b_1/h_0 допускается линейная интерполяция.

4.7.25. Ребра жесткости сварных балок, параллельные стыковым швам стенки, должны быть удалены от стыков на расстояние не менее 10 δ (где δ - толщина стенки).

В местах пересечения стыковых швов стенки балки с ребрами жесткости швы, прикрепляющие ребра к стенке, следует не доводить до стыкового шва на 40-50 мм и выводить на ребра.

4.7.26. В сварных подкрановых балках ребра жесткости рекомендуется выполнять из полос, а в отдельных случаях из уголков.

4.7.27. Стенки прокатных подкрановых балок следует укреплять ребрами жесткости только в опорных сечениях и по торцам.

4.7.28. Применение шпоночных швов для прикрепления ребер жесткости не допускается.

Соединения балок

4.7.29. В сварных подкрановых балках заводские стыки поясных листов и стенок надлежит выполнять встык без накладок с применением, как правило, двухсторонней сварки. Применение односторонней сварки допускается с обязательной подваркой корня шва и его последующей обработкой. Сварку следует производить электродами типа Э42А для стали марки Ст.3 и электродами Э55А для стали марки НЛ2.

4.7.30. Стыки должны располагаться на участках с неполным использованием несущей способности, причём количество их должно быть по возможности ограничено.

4.7.31. Сварные швы встык следует выполнять прямыми с расчетным сопротивлением наплавленного металла равным расчетному сопротивлению материала свариваемых элементов. Концы швов должны быть выведены за пределы стыка. Такие швы принимаются равнопрочными с основным металлом.

Применение в стыковых швах наплавленного металла, расчетное сопротивление которого ниже, чем расчетное сопротивление материала свариваемых элементов, не рекомендуется.

4.7.32. При стыковании листов разной толщины должна быть

обеспечена плавность перехода от одного листа к другому путем устройства у более толстого (или широкого) листа скосов по толщине (или ширине) с уклоном I:5 с одной или двух сторон (рис.4.23, 4.24).

Стыкование листов разной толщины без устройства скосов разрушается при условии, если разница в их толщинах не превышает I/8 толщины более тонкого листа, но не более 4 мм.

Конструкции стыков для верхнего и нижнего поясов подкрановых балок показаны на рис.4.23, а конструкции стыков стенки - на рис.4.24.

4.7.33. Поясные швы сварных подкрановых балок следует выполнять автоматической сваркой. Верхние поясные швы должны выполняться с проваром на всю толщину стенки.
(рис.4.22 Деталь "А"). Поясные швы должны выполняться с вогнутой поверхностью и с плавным переходом к основному металлу. Соотношение размеров катетов следует принимать I:I (рис.4.22 деталь "Б").

4.7.34. Поясные швы сварных балок, а также швы в местах присоединения к основному сечению балки вспомогательных элементов (например, ребер жесткости) должны выполняться непрерывными.

4.7.35. Разделка кромок под сварку должна назначаться с учетом вида сварки (ручная, автоматическая), условий работы шва, положения его в пространстве, толщины свариваемых элементов, технологии процесса наложения швов и имеющегося оборудования.

Разделку кромок под сварку следует принимать по ГОСТ 5264-58, ГОСТ 8713-58[X] и заводским нормалям.

4.7.36. Размеры и форма сварных угловых швов должны удовлетворять следующим требованиям:

а) толщина угловых швов h_w должна быть не менее 4 мм (за исключением швов в деталях толщиной менее 4 мм) и не более I,0 δ , где δ - наименьшая толщина соединяемых элементов;

б) в зависимости от толщины свариваемых элементов толщину угловых однопроходных швов h_w рекомендуется принимать не менее указанных в табл.4.I6 величин (с учетом п.4.7.36а).

Минимальные толщины h_w угловых швов

Таблица 4.I6

Толщина более толстого из свариваемых элементов в мм	Минимальная толщина h_w в мм в конструкциях из стали	
	углеродистой	низколегированной
II-20	6	8
2I-30	8	I0
3I-35	I0	I2

в) расчетная длина углового (флангового и лобового) шва должна быть не менее 5 h_w и не менее 50 мм;

г) наибольшая расчетная длина флангового шва должна быть не более 60 h_w , за исключением сопряжений, в которых усилие, воспринимаемое фланговым швом, возникает на всем его протяжении; в последнем случае длина флангового шва не ограничивается;

д) величина напуска в соединениях внахлестку должна быть не менее 6 толщин наиболее тонкого из свариваемых элементов;

4.7.37. Применение комбинированных соединений, например, соединений, в которых часть усилий воспринимается сварными швами, а часть заклепками, запрещается.

Тормозные конструкции

4.7.38. Для обеспечения устойчивости верхних поясов подкрановых балок и восприятия горизонтальных поперечных нагрузок (поперечное торможение, боковые силы, возникающие при проходе кранов и т.п.) в плоскости верхних поясов следует предусматривать тормозные конструкции, выполняемые со сплошной стенкой (тормозные балки) или с решеткой (тормозные фермы).

4.7.39. Тормозные конструкции помимо основного назначения используются также в качестве площадок для прохода на уровне подкрановых балок в процессе эксплуатации и во время ремонта.

При отсутствии проходов в зданиях и сооружениях обычного режима работы[x)] для подкрановых балок пролетом 6 м под краны грузоподъемностью до 75 т включительно, тормозные конструкции не предусматриваются, а балки выполняются с усиленным верхним поясом.

4.7.40. С целью экономии стали рекомендуется применять, как правило, тормозные фермы (рис.4.25,б).Тормозные балки (рис.4.25,а) следует проектировать:

а) в зданиях с тяжелым режимом работы;

б) в цехах, где должны быть предусмотрены проходы вдоль подкранового пути, если по противопожарным требованиям необходимо устройство металлических площадок для прохода, а расстояние между осями балок не превышает I,5 м;

в) при расстоянии между поясами, позволяющем применять листы шириной до I,0 м;

г) при наличии соответствующих расчетных и конструктивных требований;

---

x) К зданиям и сооружениям с обычным режимом работы следует относить все здания и сооружения за исключением перечисленных в приложении I.I раздела I зданий и сооружений с тяжелым режимом работы.

д) в панелях с вертикальными связями между колоннами.

4.7.41. Проходы вдоль подкранового пути надлежит предусматривать в пролетах зданий, где устанавливаются мостовые краны весьма тяжелого режима работы вне зависимости от количества их, а также краны тяжелого и среднего режимов работы при количестве кранов более двух в пролете при круглосуточной непрерывной их работе.

При необходимости устройства проходов вдоль тормозных ферм следует предусматривать настил согласно одному из рисунков 4.26а,б,в. Как правило, проходы рекомендуется выполнять по рис.4.26,в.

4.7.42. Ширина прохода должна быть не менее 500 мм.

Прходы должны быть ограждены перилами высотой 1,0 м со сплошной зашивкой по низу (настилом) высотой не менее 150 мм (рис.4.26а,б). При тормозной балке (со сплошной стенкой), сплошная зашивка по низу может не производиться.

4.7.43. Ширина тормозных балок и ферм определяется расстоянием между осями смежных подкрановых балок (при двух балках) или расстоянием между осью подкрановой балки и специальным элементом, служащим вторым поясом для тормозной конструкции (при одной балке).

Ширина тормозных балок и ферм должна назначаться с учетом возможности устройства необходимых проходов вдоль подкрановых путей и создания достаточной жесткости в горизонтальном направлении, исходя из нормативных требований к прогибам (см. п.4.6.10).

4.7.44. Листы тормозных балок следует проектировать, как правило, из рифленой стали, толщину листов (с рифами) следует принимать 6 мм при ширине их до 1,5 м и 8 мм при большей ширине.

При наличии специальных требований или значительных нагрузок, толщина листов проверяется расчетом.

Листы должны укрепляться поперечными ребрами жесткости из полосовой стали. Ребра следует располагать не реже, чем

через I,5 м по длине балки.

Листам следует придавать простейшую прямоугольную форму, по возможности без вырезов в месте примыкания к колоннам.

Вырезы в местах тормозных балок для пропуска лестниц, трубопроводов и т.п. надлежит окаймлять ребрами (полосовыми или из уголков). Ослабленное сечение должно быть проверено на прочность от воздействия горизонтальных сил.

4.7.45. Крепление листов к подкрановым балкам и колоннам следует производить сплошными швами с подваркой снизу потолочными швами. Для сварки должны применяться электроды типа Э42А.

4.7.46. Решетку тормозных ферм следует проектировать треугольной системы с дополнительными стойками. Угол наклона раскосов рекомендуется принимать в пределах $35^{0} \div 45^{0}$.

4.7.47. Для уменьшения размеров узловых фасонок допускается смещать центрацию раскосов решетки с оси подкрановых балок на любую ось, находящуюся в пределах ширины пояса. Возникающие в поясах балок дополнительные напряжения от внецентренного крепления решетки следует учитывать лишь при больших усилиях от горизонтальной нагрузки.

4.7.48. Крепления фасонок к поясам подкрановых балок следует рассчитывать на одновременное воздействие сдвигающих усилий и местного горизонтального давления колеса крана.

4.7.49. Сечения элементов решетки тормозных ферм в зависимости от величины усилия и типа узлового сопряжения, проектируются из двух уголков, соединенных тавром или из одиночных уголков.

В случае присоединения решетки к узловой фасонке на монтажной сварке, сечение стержней должно проектироваться из одиночного уголка пером кверху.

В случае соединения на высокопрочных болтах сечение может быть выполнено из двух уголков соединенных в тавр или в крест.

Если тормозная ферма выполнена в виде законченной отправочной марки, то форма сечений стержней фермы выбирается только в зависимости от величины действующих усилий.

4.7.50. Тормозные балки и фермы рассчитываются на нагрузки, указанные в табл.4.I. Напряжения в тормозных балках определяются в соответствии с указаниями табл.4.9.

4.7.5I. Величина расчетного прогиба тормозных балок в зданиях и сооружениях металлургических заводов с тяжелым режимом работы не должна превышать I/2000 пролета балки. Указанному требованию могут удовлетворить тормозные балки только одного из подкрановых путей мостового крана.

Величина прогиба определяется по указаниям п.4.6.I0.

4.7.52. При определении прогиба величину поперечного торможения следует принимать по указаниям табл.4.I.

4.7.53. Гибкость поясов и опорных раскосов тормозных ферм не должна превышать I20, прочих элементов - I50.

4.7.54. При пролетах подкрановых балок I2 м и более тормозные балки или фермы по колоннам крайнего ряда следует крепить к стойкам фахверка (рис.4.I9), а при отсутствии таковых - опирать на вспомогательные вертикальные фермы, расположенные в плоскостях наружных ветвей колонны.

4.7.55. Тормозные балки и фермы рекомендуется проектировать таким образом, чтобы они могли прогибаться в вертикальном направлении при воздействии крановых нагрузок, не вызывая дополнительных усилий в элементах ограждения.

4.7.56. Сопряжения тормозных балок и ферм с верхним поясом подкрановых балок и колоннами следует выполнять сварными непрерывными с помощью электродов типа Э42А в конструкциях из стали марки Ст.3 и типа Э55А в конструкциях из стали марки НЛ2.

4.7.57. Для упрощения монтажа тормозные фермы и балки

рекомендуется выполнять в виде отправочной монтажной единицы, снабженной специальными дополнительными поясами из одного уголка.

При наличии металлических проходных площадок, элементы последних могут быть использованы для создания законченной отправочной марки без применения специальных дополнительных поясов.

4.7.58. Для элементов тормозных устройств максимально допускаемая гибкость не должна более 150.

Вертикальные связи и связи по нижним поясам.

4.7.59. В зависимости от пролетов балок, грузоподъемности кранов и других условий, при проектировании подкрановых балок следует предусматривать помимо тормозных конструкций, также и связи, имеющие своим назначением:

а) обеспечить устойчивость и регламентируемую нормами гибкость балок и их элементов;

б) препятствовать возникновению выбраций балок при динамическом воздействии крановых нагрузок;

в) улучшить условия совместной работы сплошных балок.

4.7.60. При пролете подкрановых балок 12 м и более нижние пояса подкрановых балок и ферм должны быть развязаны в горизонтальной плоскости.

Развязка нижних поясов требуется (независимо от пролета балок) при гибкости этих поясов превышающей 150.

4.7.61. При пролете 12 м развязка нижних поясов может производиться путем устройства вертикальных связей (рис.4.27,4.28), связывающих смежные подкрановые балки или подкрановую балку с вспомогательной фермой.

При пролетах более 12 м развязка нижних поясов производится

путем устройства горизонтальной фермы (рис.4.27.4.29).

4.7.62. Одновременное устройство горизонтальных ферм и вертикальных связей следует применять лишь в случае необходимости обеспечения пространственной работы подкрановых балок.

Крепления вертикальных связей по колоннам к тормозному листу осуществляется по рис4.30.

4.7.63. Крепления связей могут выполняться на сварке или на высокопрочных болтах.

4. 7.64. В температурных швах подкрановые балки решаются консольными на парных колоннах (рис.4.31).

Р е л ь с ы

4.7.65. Для подкрановых путей рекомендуется применять следующие типы рельсов:

а) специальные крановые по ГОСТ 4121-62;

б) железнодорожные широкой колеи по ГОСТ 4224-54.

Применение рельсов других типов не допускается.

Рекомендуемые типы рельсов под краны различной грузоподъемности по ГОСТ"ам 7464-55, 3332-54, 6711-53^{X} приведены в табл. 4.17.

Рекомендуемые типы рельсов

Таблица 4.17

Грузоподъемность крана т	Тип рельса	Грузоподъемность крана т	Тип рельса
5	Р38	100/20	Кр120
10	Р38	125/20	Кр120
15	Р43		
15/3	Р43	150/30	Кр120
20/5	Р43		
30/5	Кр70	200/30	Кр120
50/10	Кр80	250/30	Кр120
75/20	Кр100		

Примечание: а) при специальных кранах типы рельсов определяются технологическим заданием.

б) допускается замена рельсов Р38 и Р43 на рельсы Кр70.

Стыки рельсов

4.7.66. Стыки рельсов вдоль путей располагаются в зависимости от имеющихся длин, при этом расстояние между стыками должно быть не менее 6 м. Стыки, как правило, следует выполнять сварными. Конструкция стыков должна обеспечивать плавный переход катков на стыкуемых участках пути.

4.7.67. В крановых рельсах надлежит предусматривать температурные швы, располагаемые вблизи температурных швов подкрановых балок.

Рекомендуемая конструкция температурных стыков рельсов приведена на рис.4.32.

4.7.68. При креплениях (рис.4.33) допускающих продольные перемещения рельсов, стыки в температурных швах могут выполняться сварными. В этом случае между упорами и рельсом надлежит предусматривать зазоры для компенсации температурного расширения.

Крепления рельсов

4.7.69. Крепления рельсов должны выполняться разъемными.

Разъем креплений должен производиться без повреждений металла основных элементов балки (поясов,стенки и т.п.).

Рекомендуются следующие типы креплений:

а) парными крюками с шайбами диаметром 22 мм при железнодорожных рельсах в зданиях с обычным режимом работы;

б) планками на подкладках с применением болтов нормальной точности при специальных крановых рельсах в зданиях с обычным режимом работы;

в) упорными планками в зданиях с тяжелым режимом работы;

4.7.70. Крепление крюками показано на рис.4.34. Крюки захватывают кромку верхнего пояса и проходят через отверстия стенки рельса, где и закрепляются.

4.7.71. Крепление планками показано на рис.45. Планки с помощью болтов диаметром 22 мм плотно прижимаются к рельсу и поясу балки, а затем привариваются к подкладкам. Приварка производится после рихтовки рельсов.

4.7.72. Упорные планки устанавливаются после рихтовки рельсов с зазорами, позволяющими только ограниченное (до 2 мм) перемещение и привариваются к шайбам. Шайбы устанавливаются при изготовлении балки.

4.7.73. Расстояния между крюками, и планками рекомендуется принимать равными 750 мм.

Для уменьшения ослабления верхнего пояса в случае крепления рельса посредством лапок, дыры в средней части балок следует смещать друг относительно друга.Получаемое при этом ослабление сечения балок одной дырой можно не учитывать.

У п о р ы

4.7.74. По концам подкрановых путей следует устанавливать упоры, фиксирующие предельное положение крановых мостов.

Расположение упоров выбирается по согласованию с технологической частью проекта и указывается на схемах подкрановых путей.

При введении здания в эксплуатацию по очередям, должны быть предусмотрены временные упоры.

4.7.75. Упоры, как правило, следует проектировать из сварных или прокатных двутавров, крепления упоров к сварным подкрановым балкам надлежит выполнять сварными.

Рекомендуемые типы упоров показаны на рисунках:
для кранов грузоподъемностью до 75 т на рис.4.35,а.
для кранов грузоподъемностью свыше 75 т на рис.4.35.б.

4.7.76. Для смягчения возможных ударов,к упорам на уровне буферов моста крана следует прикрепить деревянные брусья. При кранах грузоподъемностью свыше I00 т,а также при кранах с жестким подвесом рекомендуется вместо деревянных брусьев прикреплять пружинные буферы железнодорожного типа.

4.7.77. Полная высота упора H определяется по формуле:

$$H = h + 200 \text{ мм};$$

где: h – расстояние от головки рельса до оси буфера мостового крана, принимаемое по таблице 4.I8.

Таблица 4.I8

Грузоподъемность крана в т	5-I0	20	30	50	75 и более
h мм	700	800	I000	II00	I200

4.7.78. Расчет упоров производится на нагрузки,приведенные в табл.4.I, помимо этого размеры упоров и его элементов определяются конструктивными соображениями (рис.4.35).

Решетчатые подкрановые фермы

4.7.79. Для решетчатых подкрановых балок рекомендуется принимать треугольную схему решетки с промежуточными стойками (рис.4.27 и 4.36).

4.7.80. Длину панели решетчатой подкрановой балки рекомендуется назначить приблизительно равной высоте балки,но, как правило, кратной 3 м.

4.7.8I. Гибкости элементов решетчатых подкрановых балок не должны превышать значений, приведенных в табл.4.I9

Допускаемые гибкости элементов решетчатых подкрановых балок

Таблица 4.I9

Наименование элементов	Максимально допускаемая гибкость	
	сжатых	растянутых
Пояса и опорные раскосы	I20	I50
Прочие элементы решетки	I50	300

4.7.82. Рекомендуется принимать следующие типы сечений решетчатых подкрановых балок:

а) для верхнего пояса из сварного несимметричного двутавра;

б) для нижнего пояса - из двух неравнобоких уголков, соединенных в тавр. При этом большие полки следует располагать в горизонтальной плоскости в целях увеличения монтажной и пространственной жесткостей ферм. Уголки нижнего пояса рекомендуется располагать перьями книзу;

в) для элементов решетки:

- раскосов из двух равнобоких уголков, соединенных в тавр;
- стоек из двух равнобоких уголков, расположенных в тавр или крестом.

4.7.83. Для уменьшения напряжений от изгибающих моментов в раскосах и стойках, возникающих вследствие жесткого их крепления к верхнему поясу, рекомендуется элементы решетки, в которых преобладает растяжение, ориентировать перьями уголков к середине фермы, а элементы решетки, которые работают в основном на сжатие, ориентировать обушками к середине фермы (рис.4.36).

При этом дополнительные напряжения от изгиба могут не учитываться.

4.7.84. Элементы решетки рекомендуется центрировать на нижнюю грань верхнего пояса. В подкрановых фермах необходимо предусматривать конструктивные мероприятия против скручивания верхнего пояса в результате внецентренного приложения крановой нагрузки.

В узлах примыкания стоек стенки верхнего пояса решетчатых подкрановых балок должны быть укреплены парными ребрами жесткости.

Рекомендуемые типы узлов решетчатых подкрановых балок приведены на рис.4.36.

4.7.85. Толщину фасонок следует принимать не менее 10 мм. Крепление фасонок к верхним поясам (бабкам жесткости) следует осуществлять с проваром на всю толщину фасонки. Начало и конец сварного шва, прикрепляющего косынку к поясу, должны быть зачищены для плавного перехода от косынки к поясу.

4.7.86. Развязка верхнего и нижнего поясов ферм, а также постановка вертикальных связей выполняется по рис.4.27.

4.7.87. При конструировании верхних поясов подкрановых ферм следует руководствоваться указаниями по конструированию сварных балок сплошного сечения, изложенных в п.п. 4.7.1 ÷ 4.7.37.

Подкраново-подстропильные фермы

4.7.88. Для подкраново-подстропильных ферм рекомендуется принимать треугольную схему решетки с восходящим опорным раскосом. Длину панели следует назначать кратной 3 м, приблизительно равной высоте балки.Пролет жесткого пояса следует,как правило, принимать равным 12 м,а в отдельных случаях 6 м (рис. 4.37).

Гибкости элементов подкраново-подстропильной фермы принимаются в соответствии с указаниями п.4.7.81.

4.7.89. Рекомендуются следующие типы сечений:

а) для верхнего пояса и решетки из сварного Н-образного сечения;

б) для нижнего пояса - из сварного коробчатого сечения.

4.7.90. Элементы решетки рекомендуется центрировать на ось верхнего пояса и на ось, лежащую на (0,2 ÷ 0,3) ниже верхней грани нижнего пояса.

В узлах ферм коробчатый пояс подкрановых балок должен быть укреплен сплошными диафрагмами. В сечениях между узлами диафрагмы могут выполняться сплошными или сквозными. Расстояние между диафрагмами следует принимать равным (I,2÷ I,5) h , но не более 4 м,

где: h - высота жесткого пояса балки.

Рекомендуемые типы узлов приведены на рис. 4.38, 4.39.

4.7.9I. Толщину фасонок следует принимать не менее I0 мм. Крепление фасонок к верхним поясам (балкам жесткости) следует осуществлять с проваром на всю толщину фасонки. Начало и конец сварного шва, прикрепляющего косынку к поясу, должны быть защищены для плавного перехода от косынки к поясу.

4.7.92. При конструировании коробчатого нижнего пояса следует руководствоваться указаниями по конструированию сварных балок сплошного сечения, изложенных в п.п. 4.7.I -4.7.37.

И Л Л Ю С Т Р А Ц И И

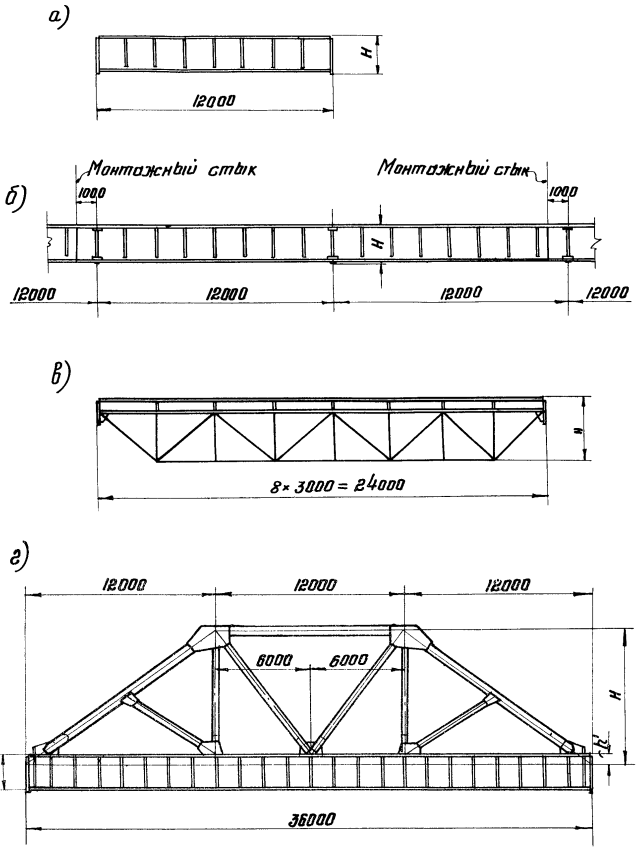


Рис. 4.1. Конструкции сборных подкрановых балок:
а) Разрезная;
б) Неразрезная (Показаны средние пролеты);
в) Комбинированная система;
г) Подкрново-подстропильная ферма.

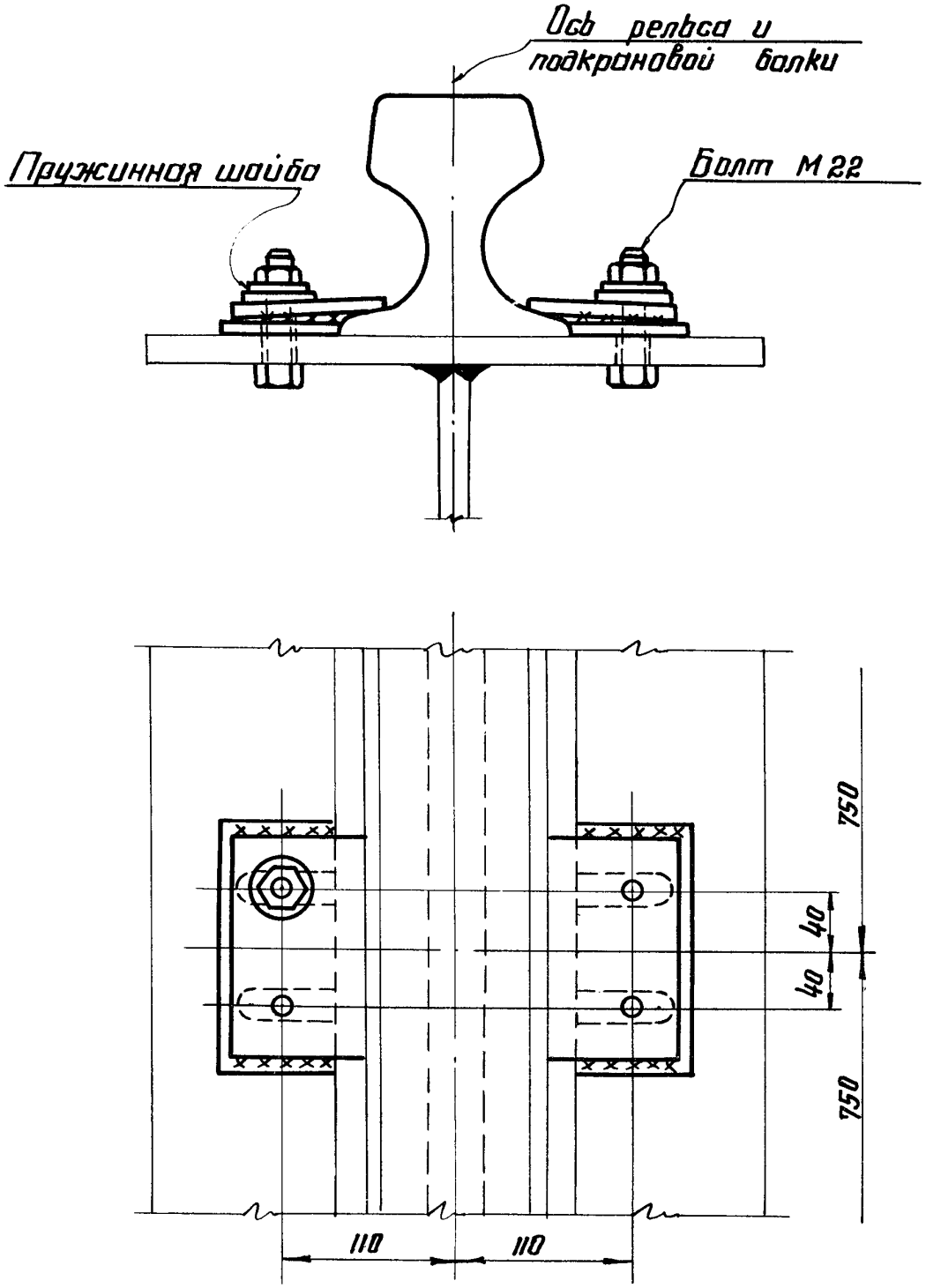


Рис. 4.5. Крепление рельсов КР на планках

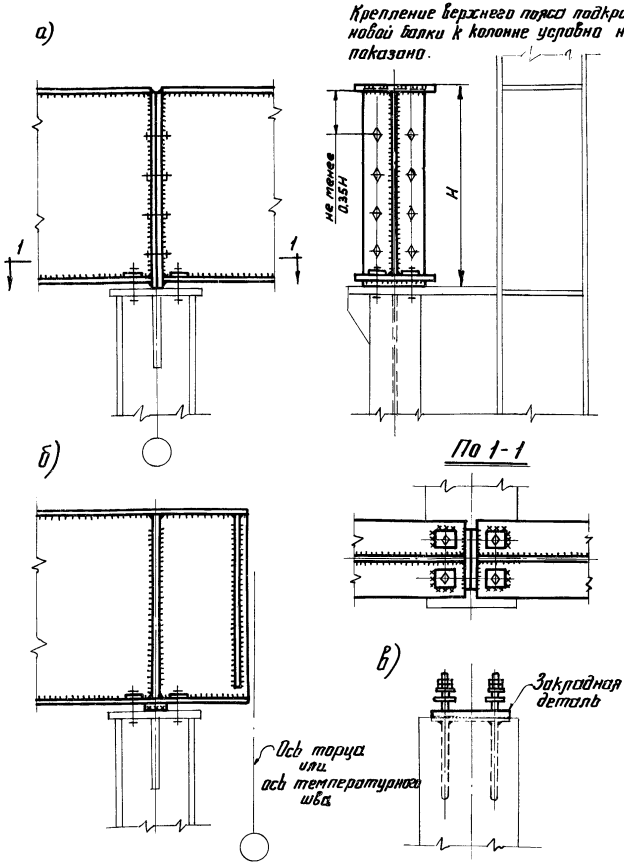
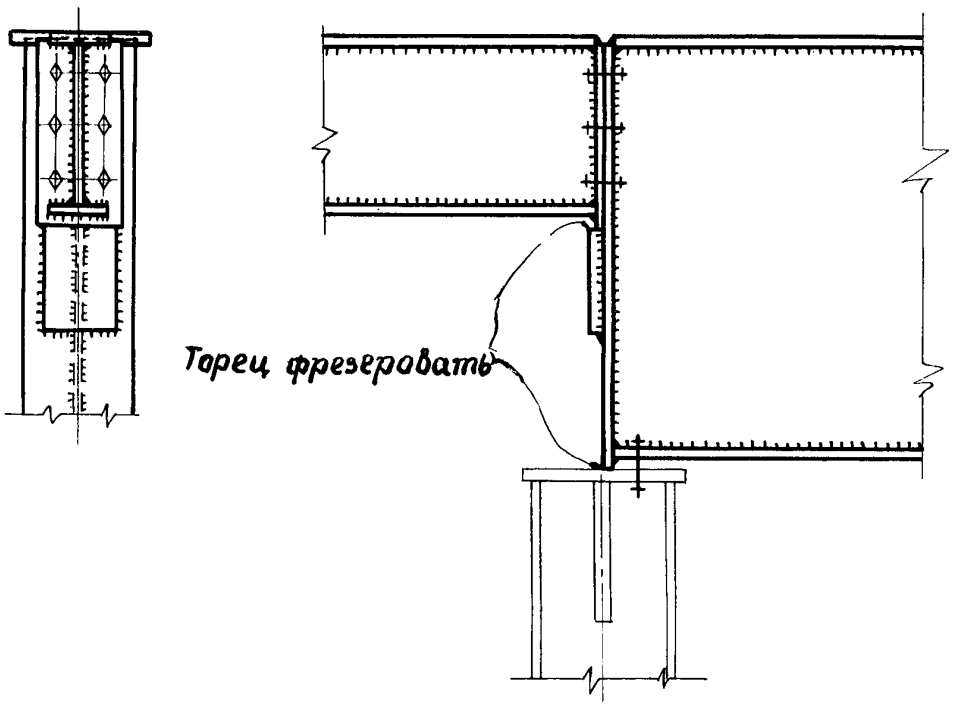


Рис. 4.6. Опирание разрезных подкрановых балок на колонны:
а) на среднюю сплошную колонну;
б) на торцевую или температурную сплошную колонну;
в) закладная деталь для железобетонной колонны.

а)



б)

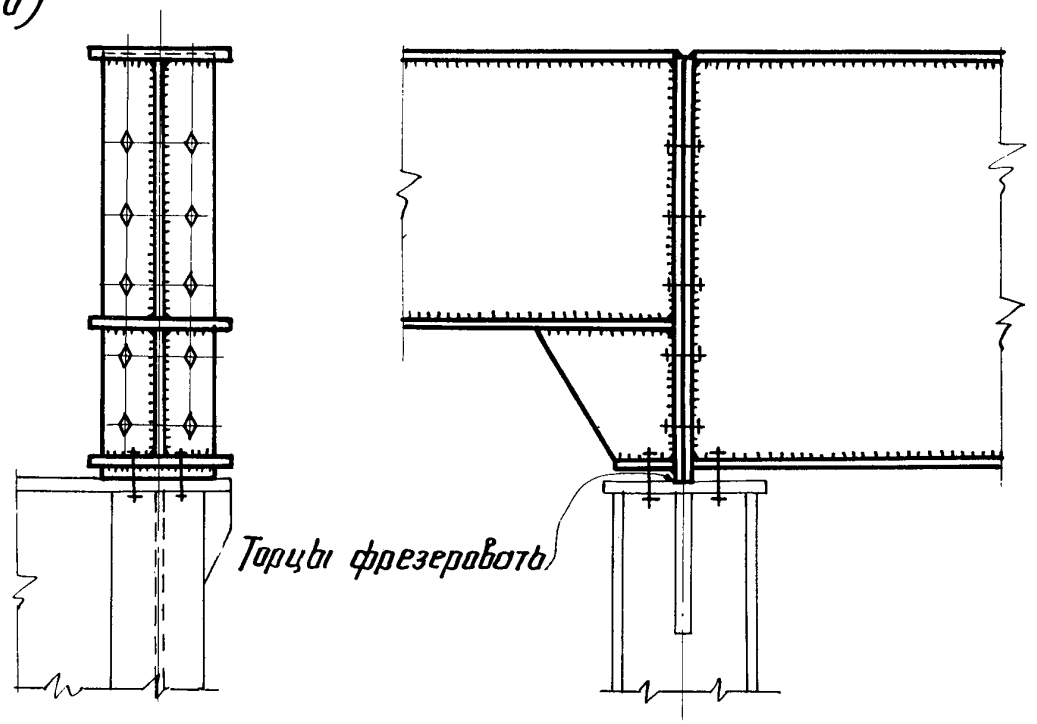


Рис. 4.7 Сопряжение подкрановых балок разной высоты.

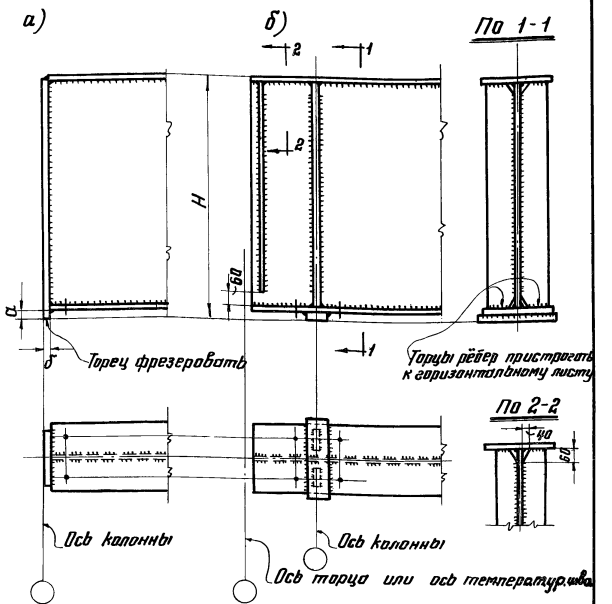


Рис. 4.8. Опорные части разрезных сварных подкрановых балок:

а) Нормальная опора;

б) Концевая опора.

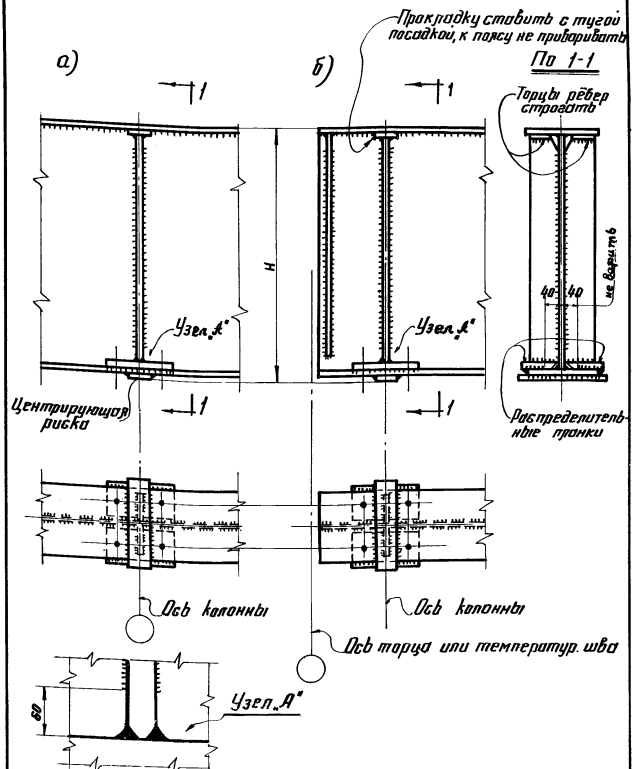


Рис. 4.9. Опорные части неразрезных сварных подкрановых балок:

а) Средняя опора;

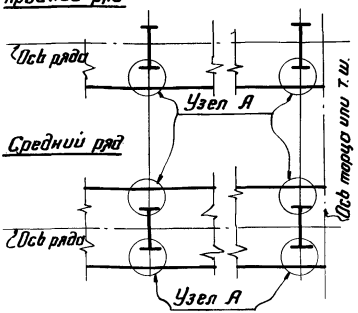
б) Крайняя опора.

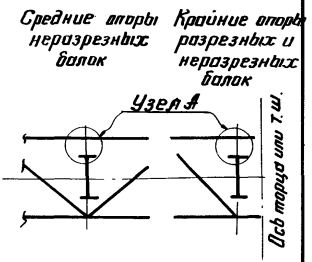
I. Тормозное устройство отсутствует.

II. При наличии тормозных ферм.

Средние опоры неразрезных балок.

Крайние опоры разрезных и неразрезных балок.





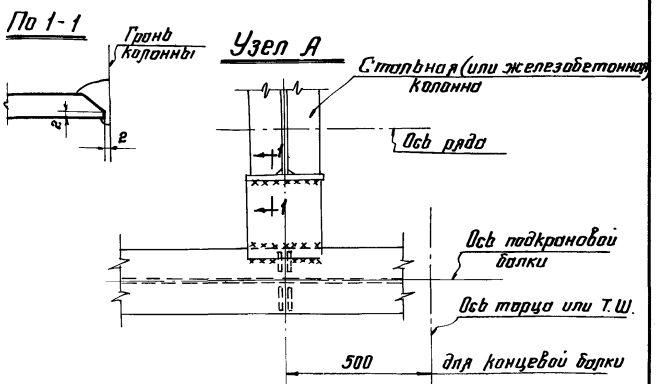


Рис. 4.10. Крепление верхнего пояса неразрезных подкрановых балок и концевых разрезных подкрановых балок к колонне.

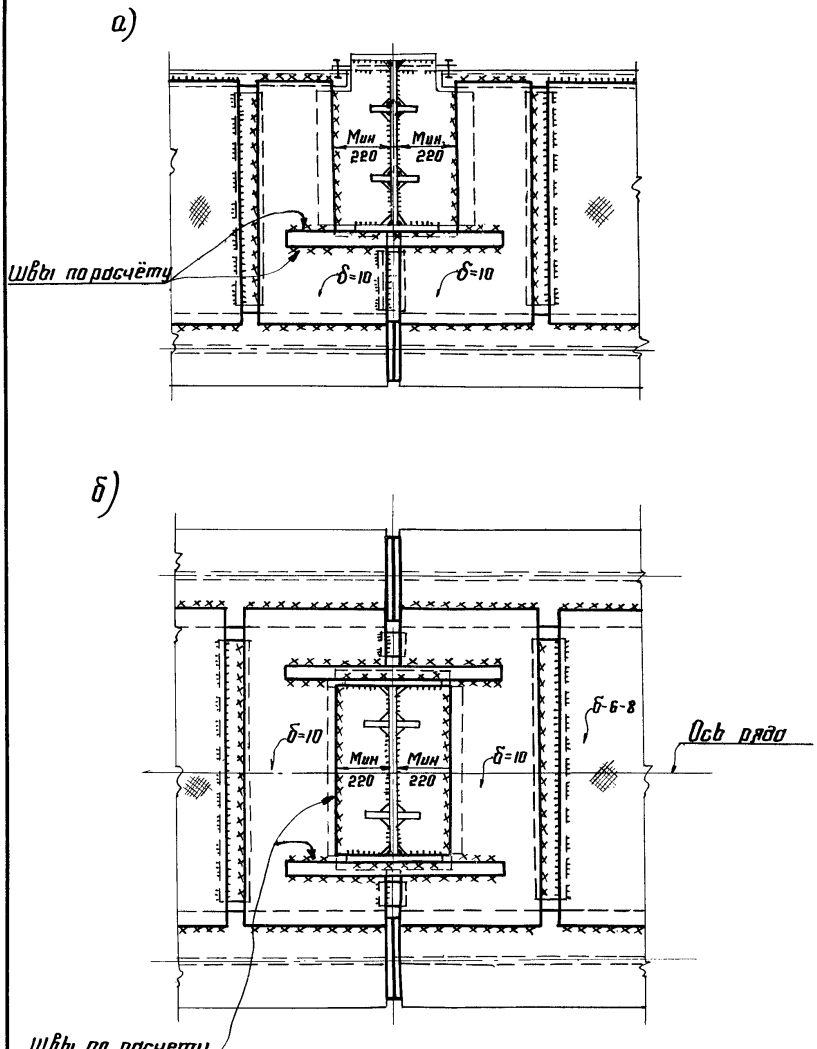


Рис. 4.11. Крепление верхнего пояса разрезных подкрановых балок к стальным колоннам:
а) крайний ряд;
б) средний ряд.

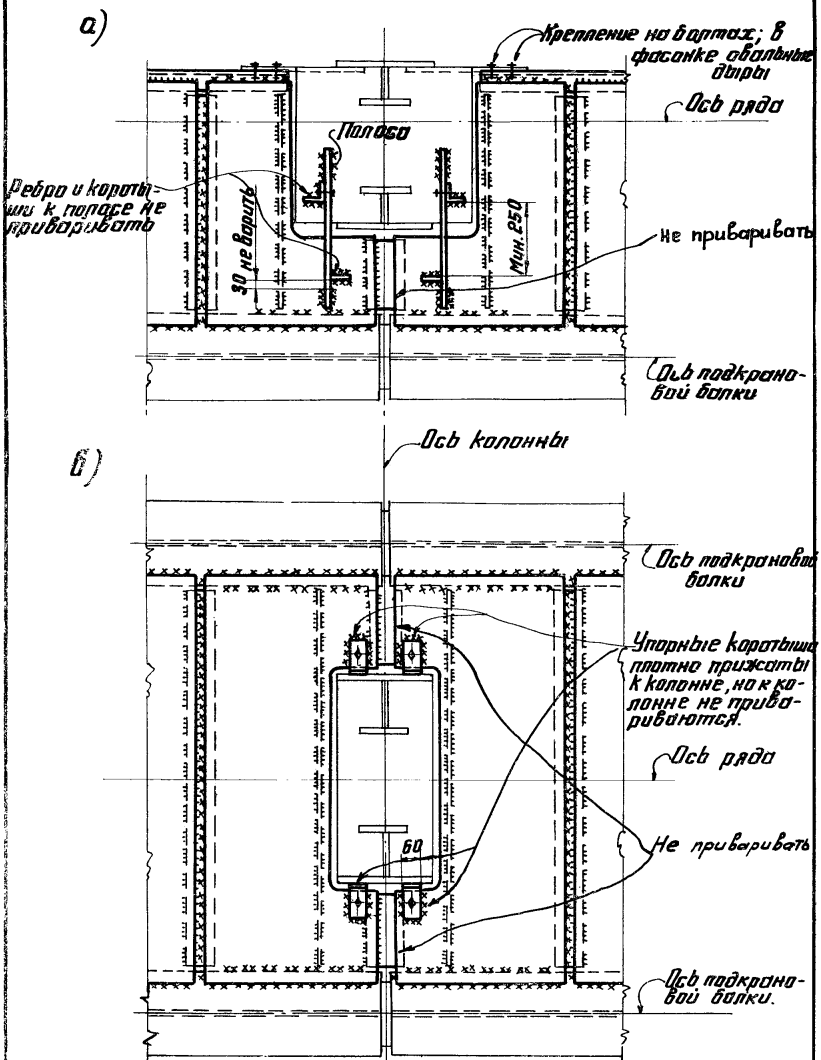


Рис. 4.12. Крепление верхнего пояса разрезных подкрановых балок при наличии тормозных балок:

а) Крайний ряд;
б) Средний ряд.

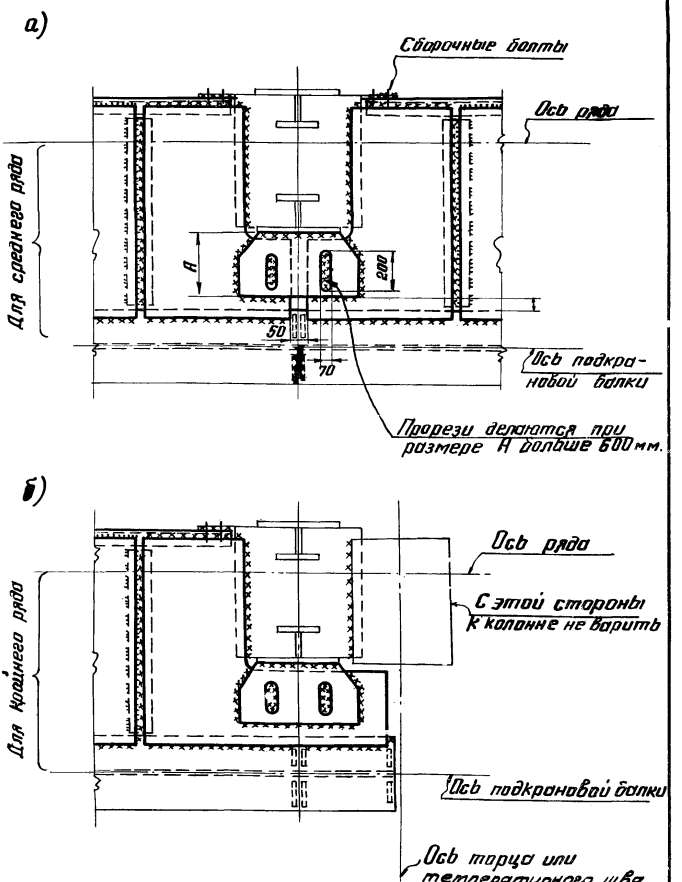


Рис. 4.13. Крепление верхнего пояса неразрезных подкрановых балок и концевых разрезных подкрановых балок к колонне при наличии тормозных балок:

а) Средняя опора (неразрезные балки);

б) Крайняя опора (неразрезные и разрезные балки).

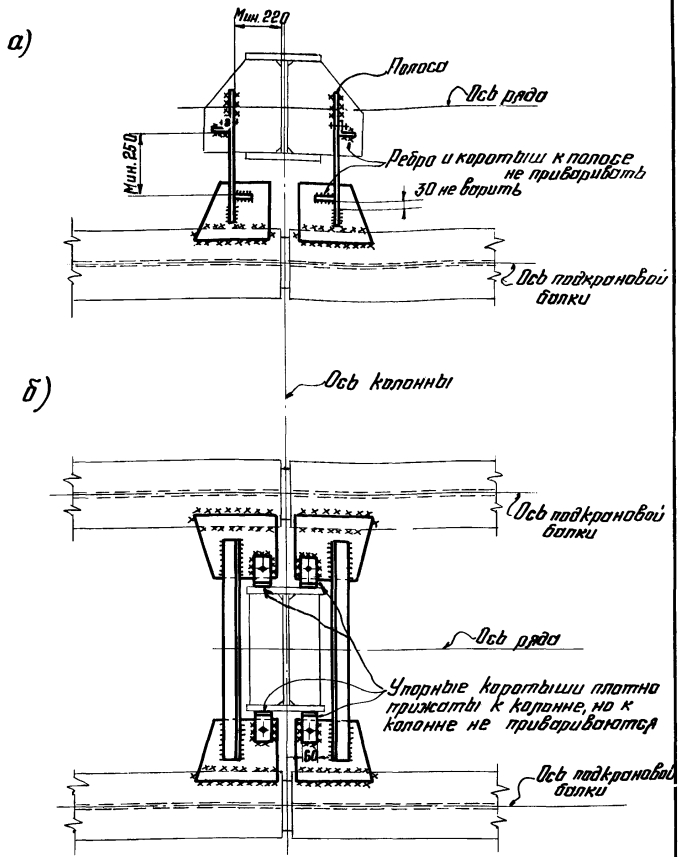


Рис. 4.14 Крепление верхнего пояса разрезных подкрановых балок к стальным колоннам при отсутствии тормозного устройства:

а) Крайний ряд;

б) Средний ряд.

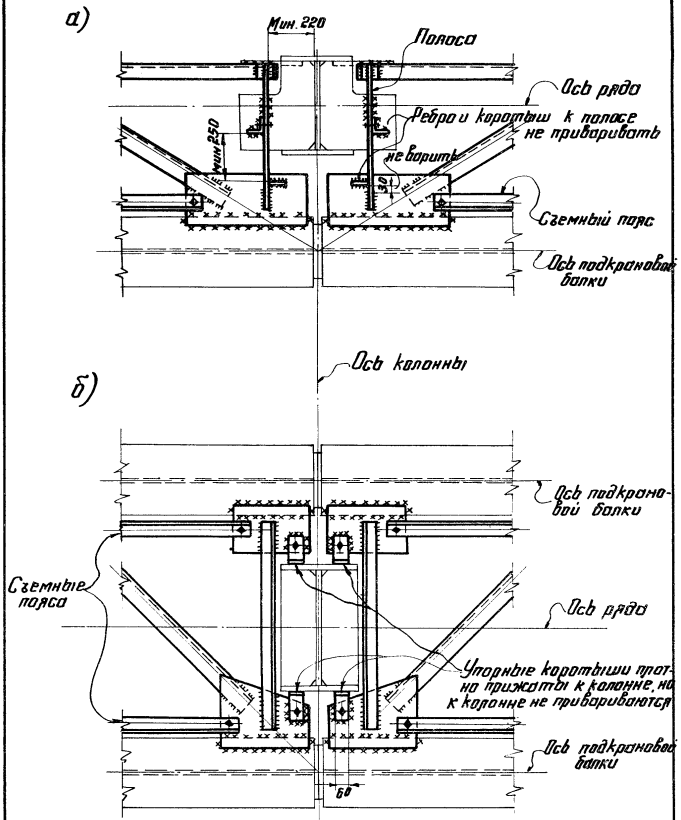


Рис. 4.15. Крепление верхнего пояса разрезных подкрановых балок к стальным колоннам при наличии тормозных ферм:

а) Крайний ряд;

б) Средний ряд.

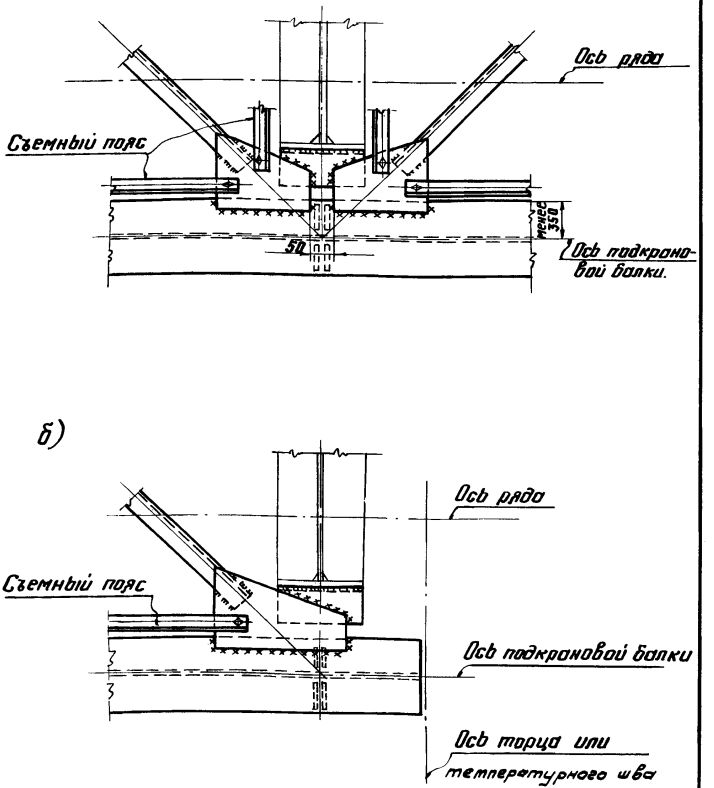


Рис. 4.16 Крепление верхнего пояса неразрезных подкрановых балок и концевых разрезных подкрановых балок к колонне при наличии тормозных ферм:
а) Средняя опора (неразрезные балки);
б) Крайняя опора (неразрезные, разрезные балки).

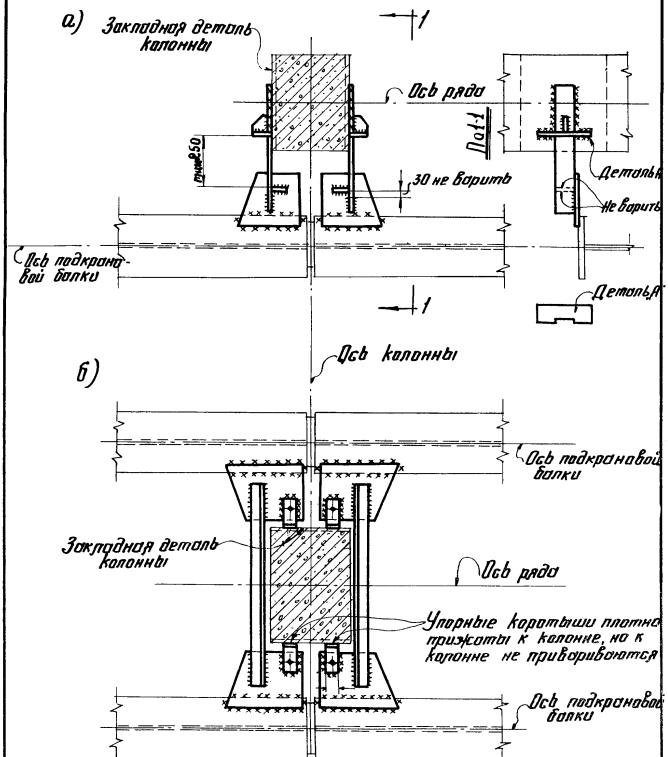


Рис. 4.17 Крепление верхнего пояса разрезных подкрановых балок к железобетонным колоннам при отсутствии тормозного устройства:

а) Крайний ряд;
б) средний ряд.

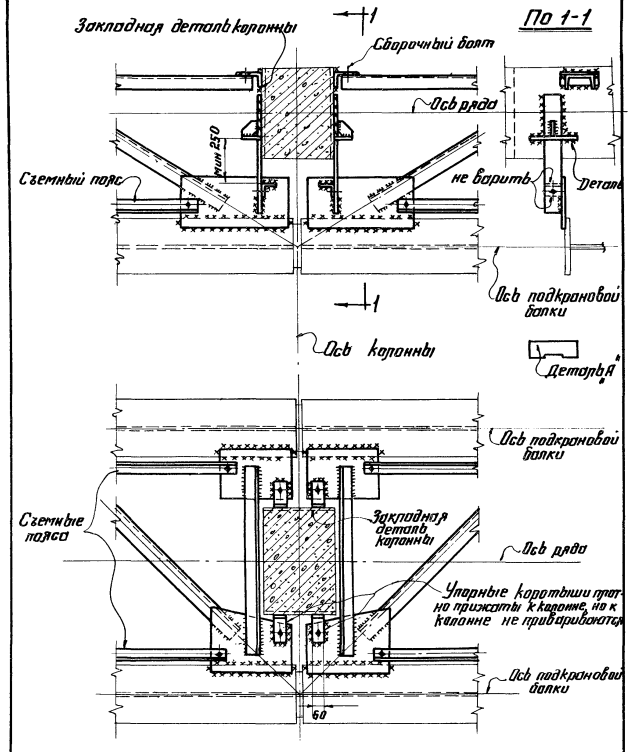


Рис. 4.18 Крепление верхнего пояса разрезных подкрановых балок к железобетонным колоннам при наличии тормозных ферм:

а) Крайний ряд;

б) Средний ряд.

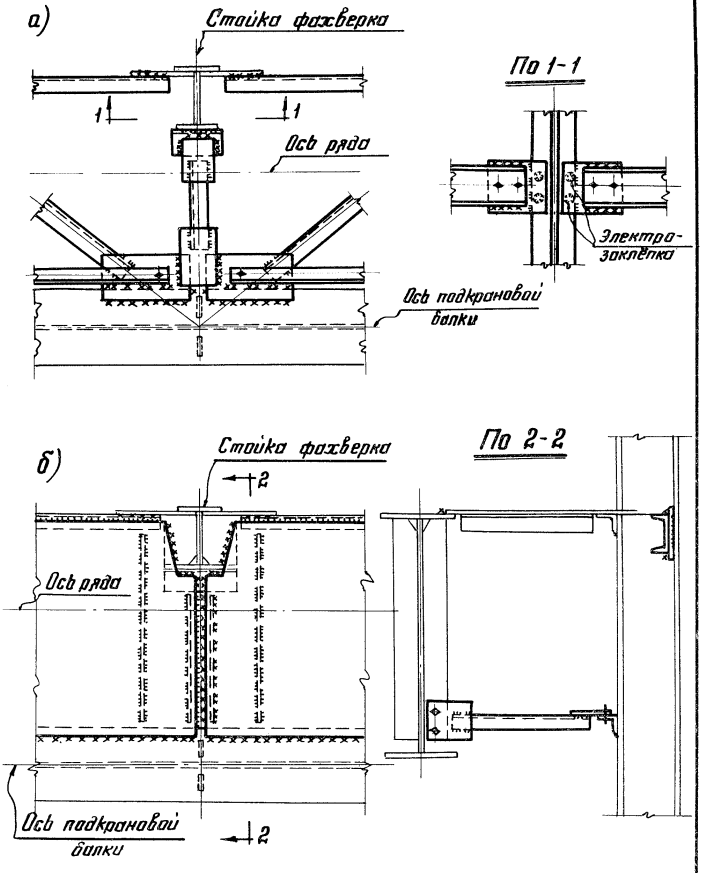


Рис. 4.19. Крепление стальной стойки фахверка к тормозной конструкции:

а) К тормозной ферме;

б) К тормозной балке.

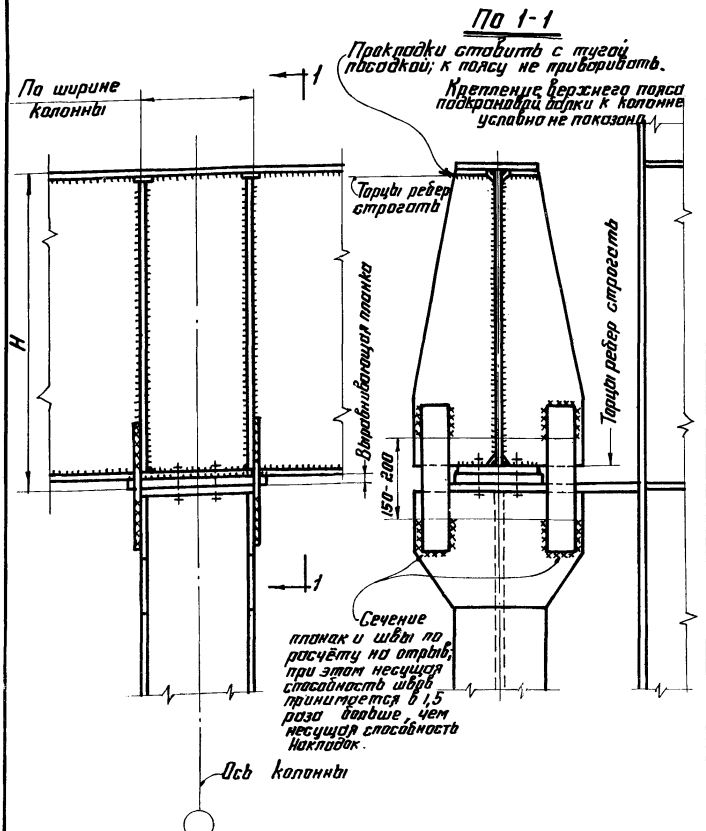


Рис. 4.20. Опирание неразрезной балки на стальную колонну при большой отрицательной опорной реакции.

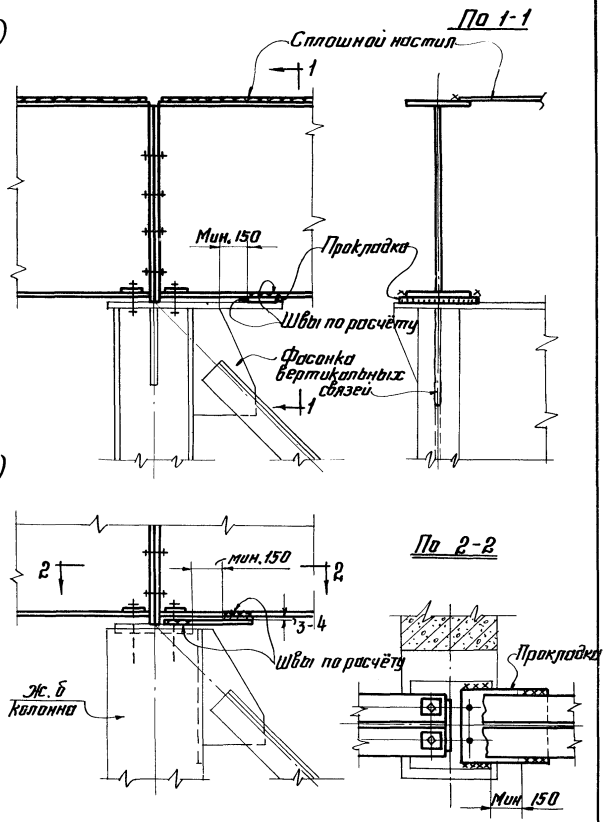
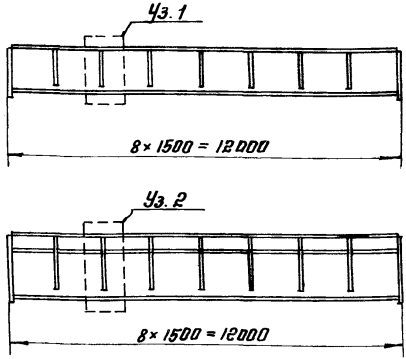


Рис. 4.21. Крепление вертикальных связей по колоннам к подкрановым балкам:

а) При стальной колонне;

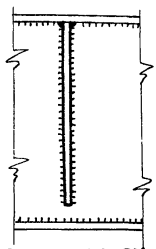
б) При железобетонной колонне.

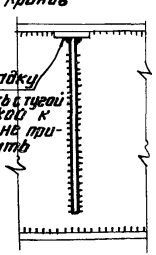


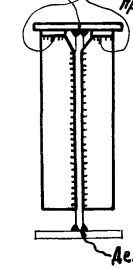
Узел 1

а) при обычном режиме работы кранов

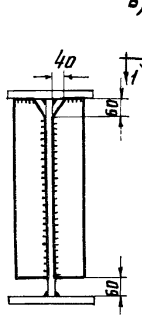
б) при тяжелом режиме работы кранов

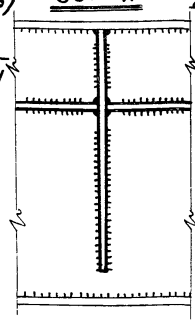




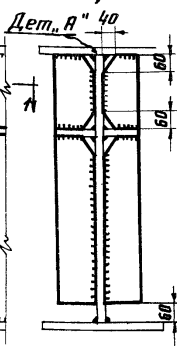


Узел 2

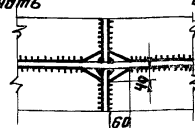




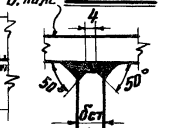
г)



По 1-1

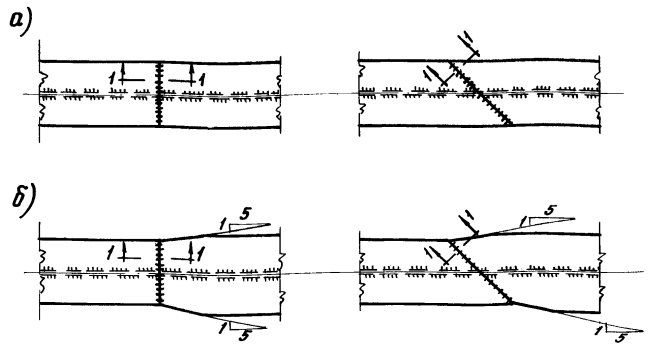


Деталь „А"



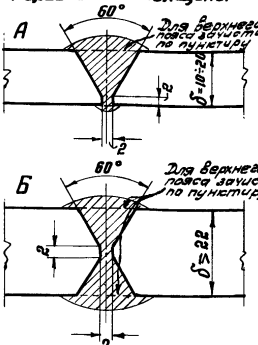
В верхних поясных швах должен быть обеспечен полный провар стенки. При $\delta_{ст} > 12$ мм. производится обработка кромок стенки по дет. „А"

Рис. 4.22. Ребра жесткости подкрановых балок.

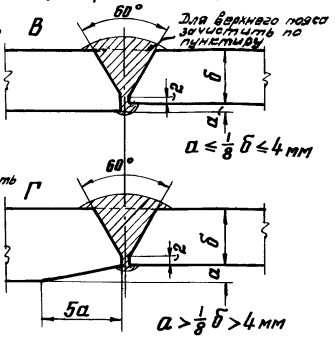


По 1-1

Пояса одной толщины



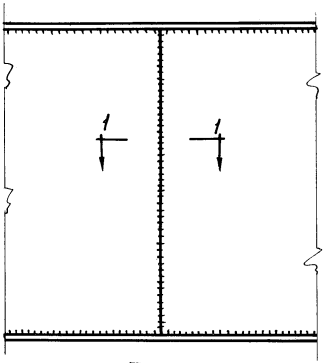
Пояса разной толщины



Разделка кромок в стыках В и Г может быть и по стыку Б.

Стыки А, Б, В для верхнего и нижнего пояса; стык Г - для нижнего пояса. Для верхнего пояса швов зачищается по пунктиру.
Стык В применяется только при монтажном стыке и совмещается со стыком в стенке. Концы швов в стык должны быть выведены за пределы стыка (на выводные планки) и зачищены.

Рис. 4.23. Стыки поясов подкрановых балок:
а) Пояса одинаковой ширины;
б) Пояса разной ширины.



По 1-1

Стенка одной толщины

Стенка разных толщин

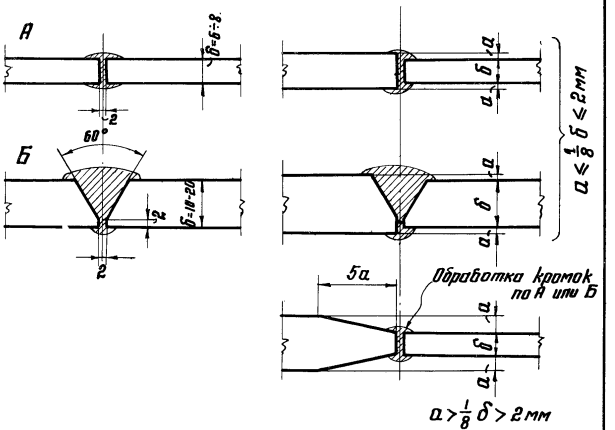


Рис. 4.24. Стыки стенки подкрановых балок.

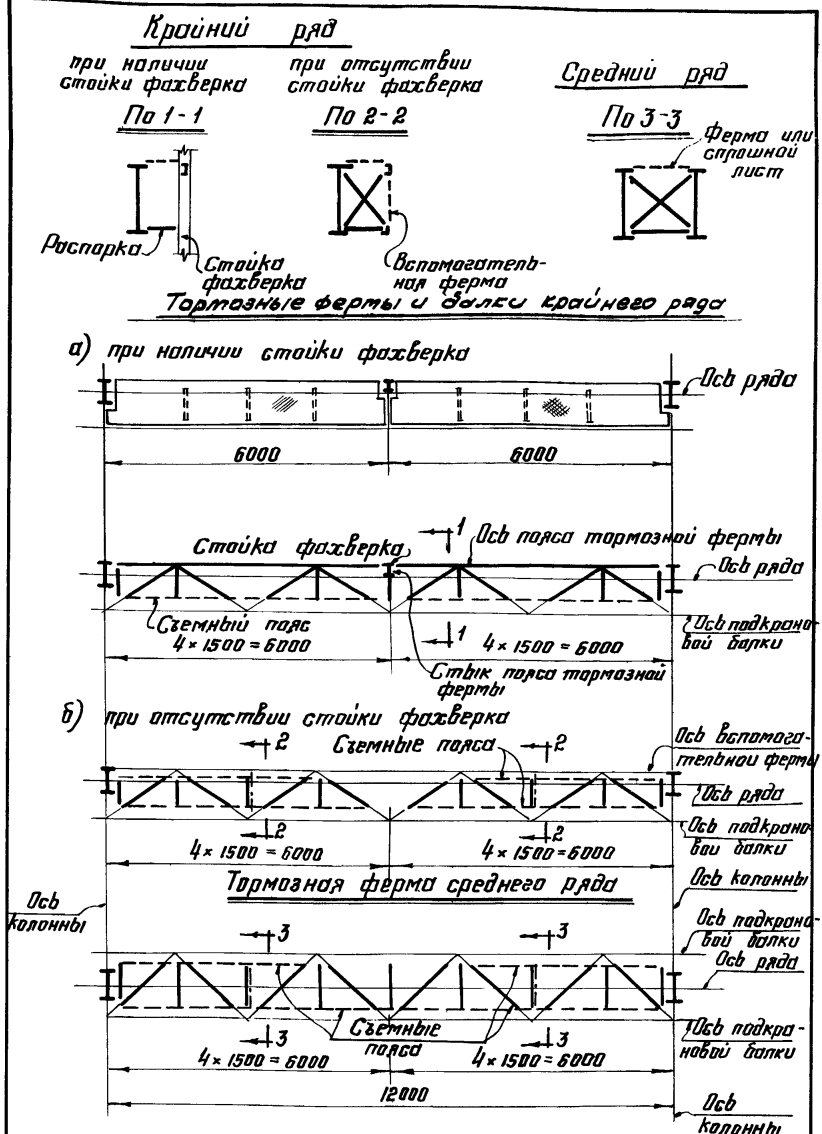


Рис. 4.25. Тормозные балки, фермы и поперечные связи подкрановых балок.

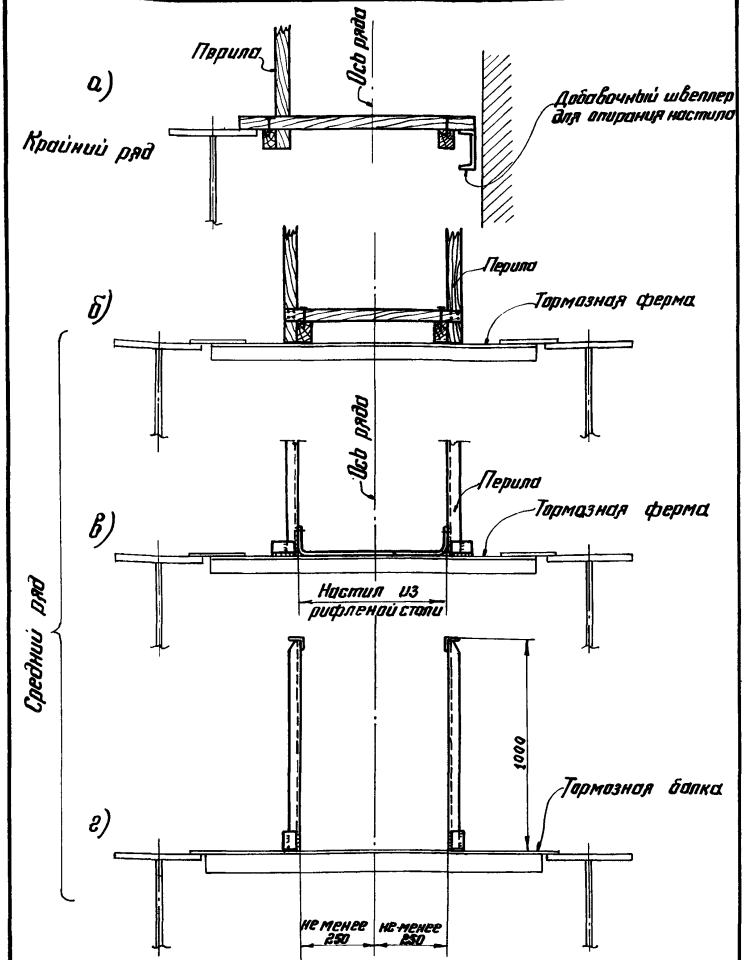
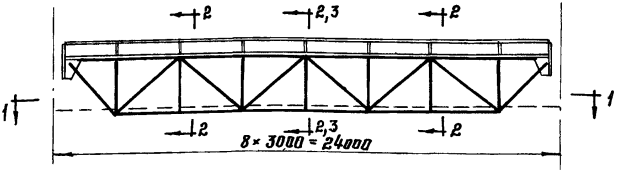


Рис. 426. Проходы по подкрановым балкам:
а) деревянный настил при отсутствии тормозного устройства;
б) деревянный настил по тормозной ферме;
в) стальной настил по тормозной ферме;
г) устройство прохода по тормозной балке.



Средний ряд по 2-2

Крайний ряд по 2-2

Крайний ряд по 3-3



По 1-1

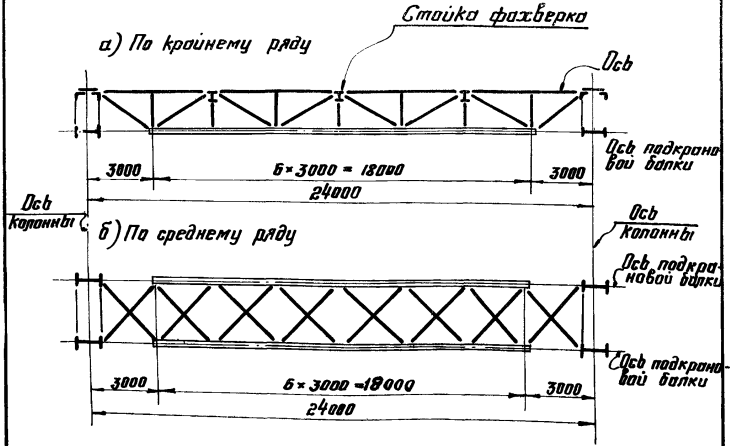
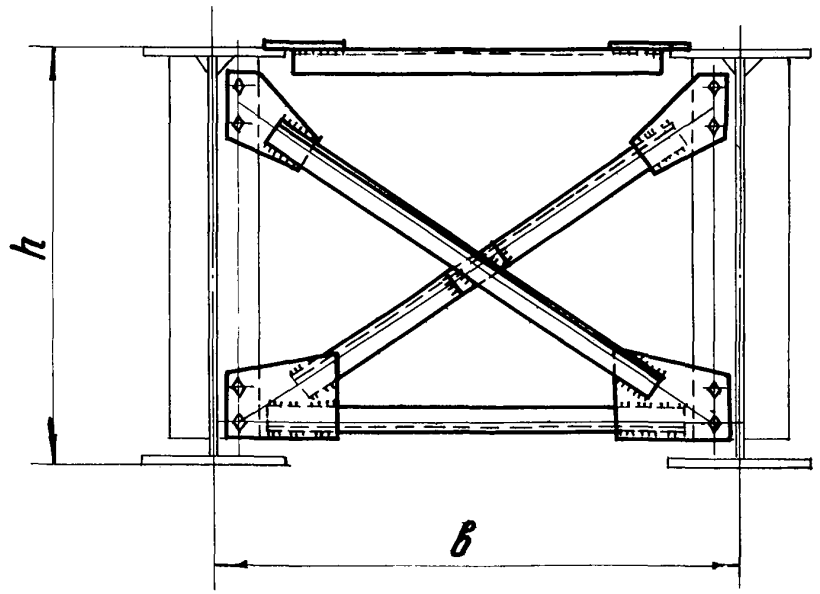


Рис. 4.27. Подкрановые фермы. Вертикальные и горизонтальные связи по фермам.

При $\frac{h}{в} \geqslant 0.5$



При $\frac{h}{в} < 0.5$

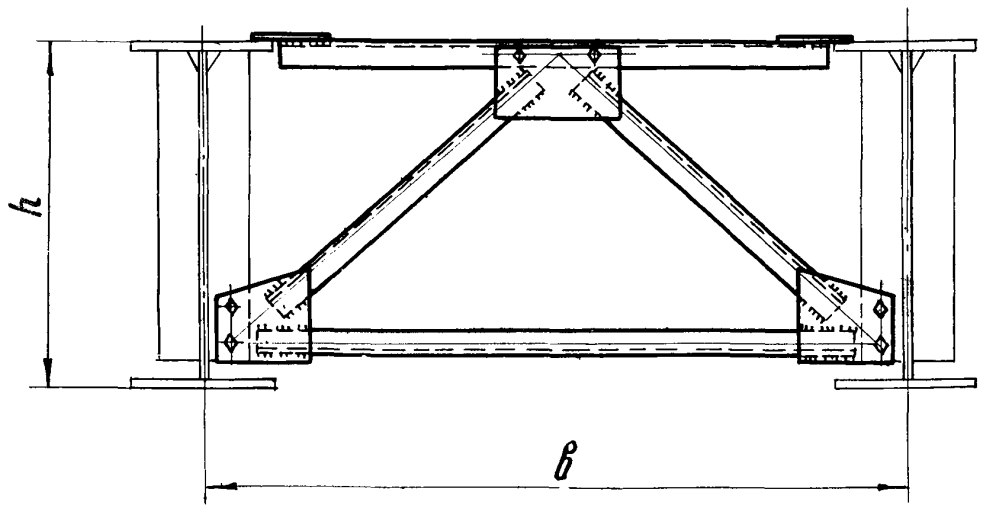


Рис. 4.28. Вертикальные связи между подкрановыми балками (по среднему ряду)

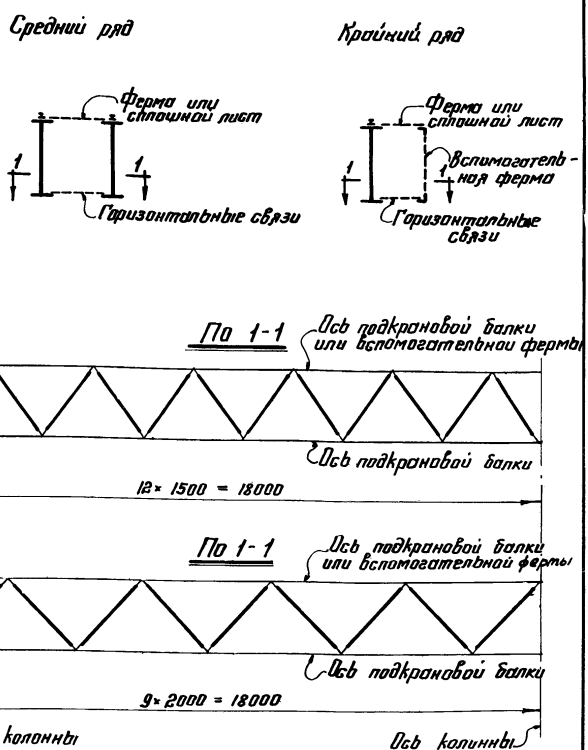
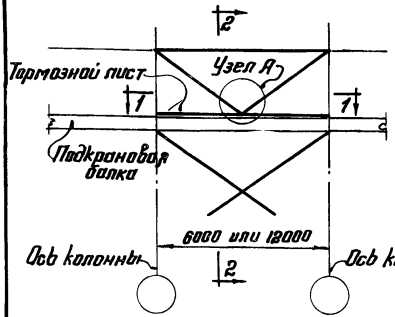
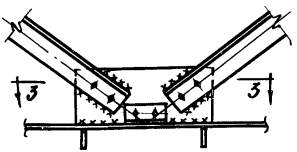


Рис. 4.29. Связи по подкрановым балкам при пролете 18 м. и более:
а) При шаге рёбер жёсткости 1500 мм;
б) При шаге рёбер жёсткости 2000 мм.

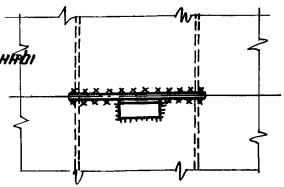
Схема вертикальных связей по колоннам



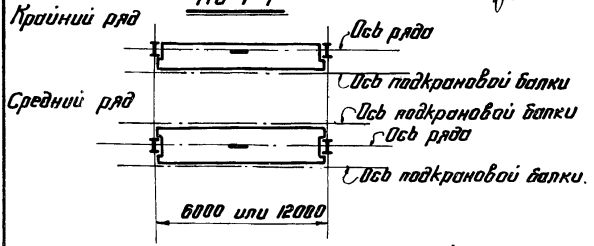
Узел А



По 3-3



По 1-1



Наличие сплошного настила в связевой панели обязательно.

По 2-2

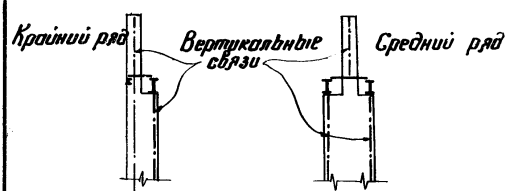


Рис. 4.30. Крепление вертикальных связей по колоннам к тормозному листу.

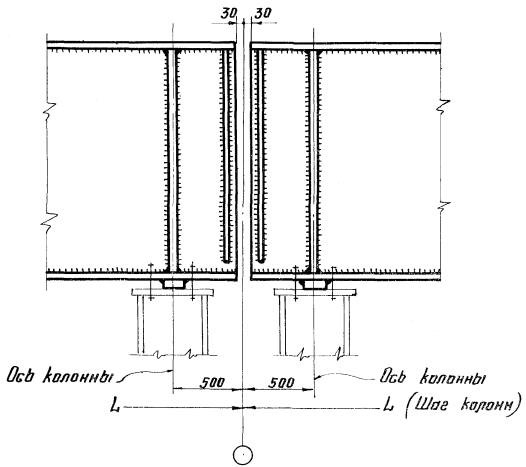
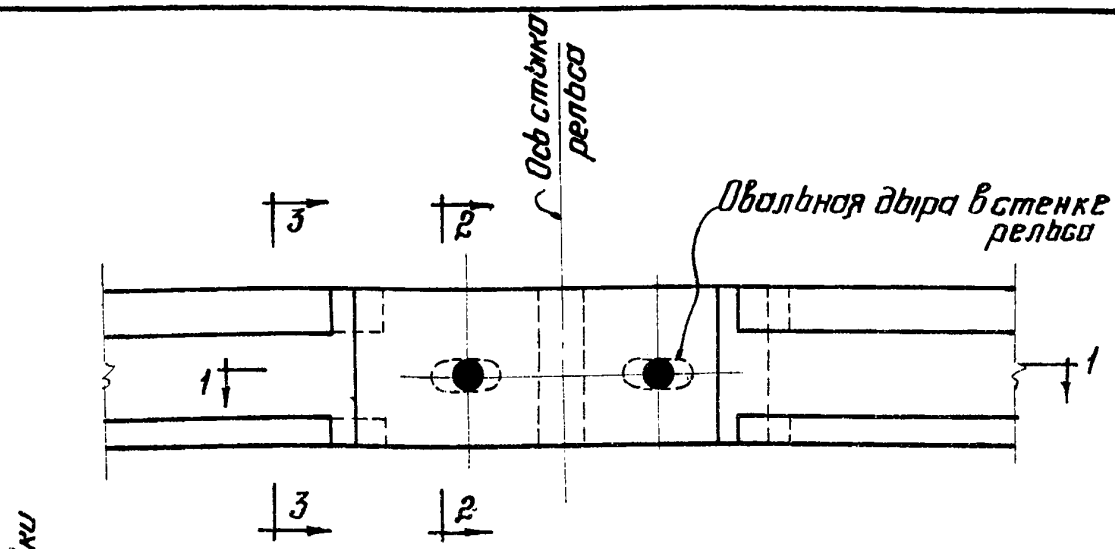
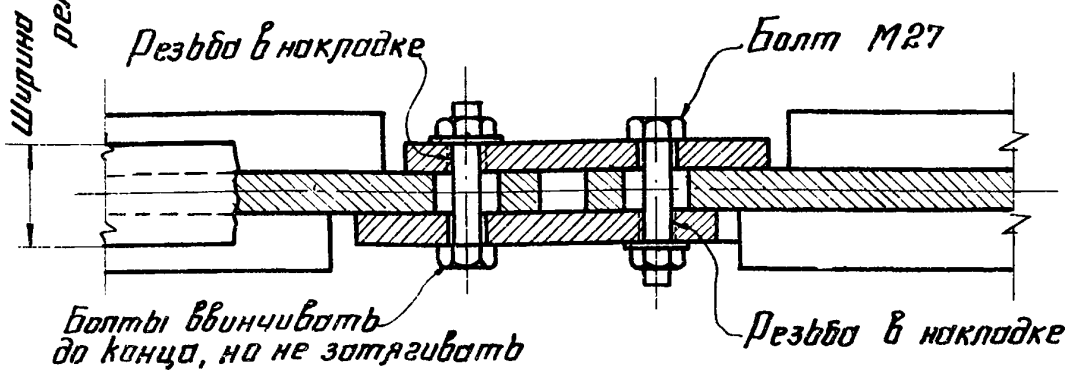


Рис. 4.31. Температурный шов подкрановых балок.

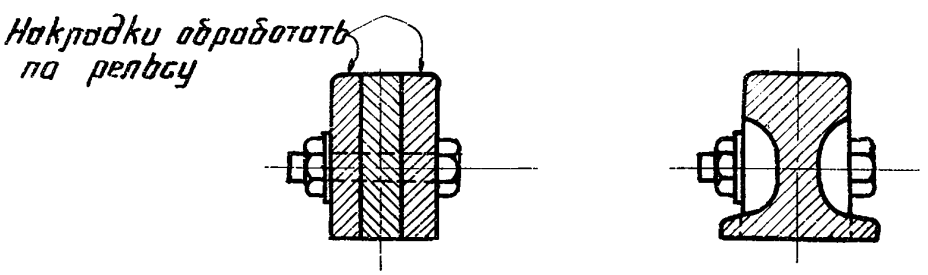


По 1-1



По 2-2

По 3-3



Температурный стык железнодорожного рельса выполняется аналогично.

Рис. 4.32. Температурный стык крановога рельса.

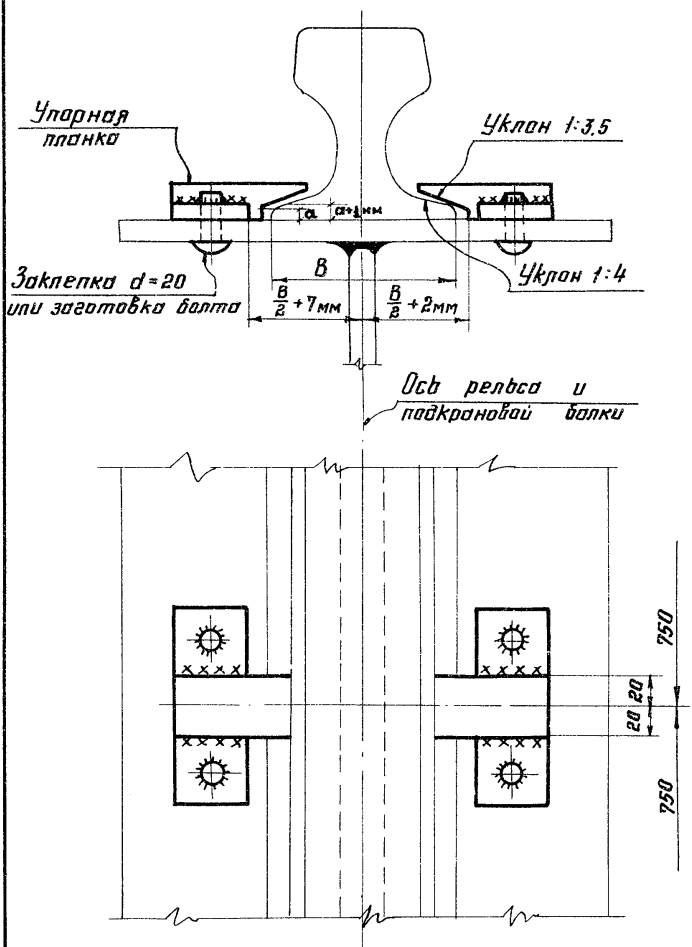


Рис. 4.33. Крепление рельса упорными планками

По 1-1

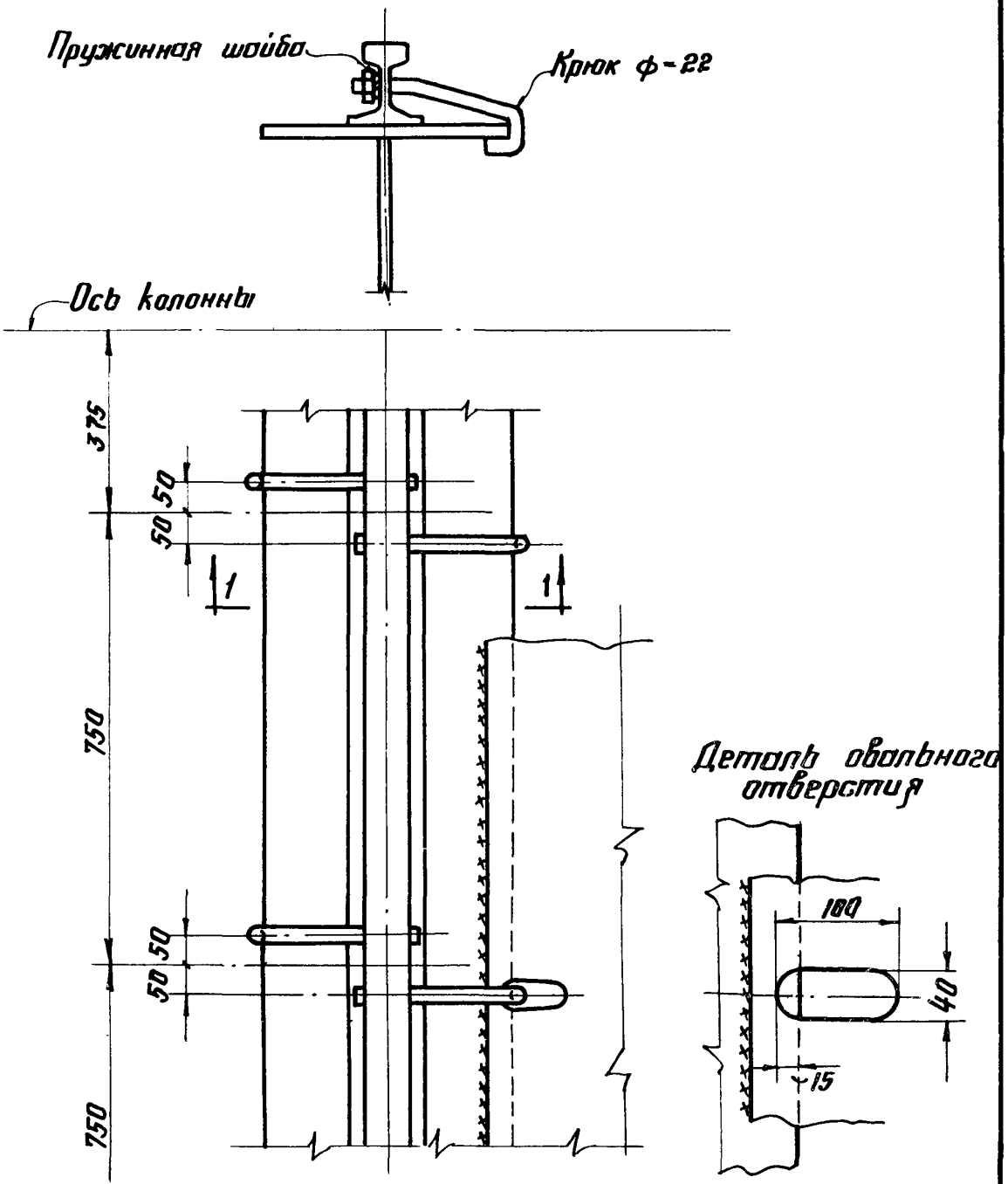


Рис. 4.34. Крепление железнодорожного рельса к подкрановой балке на крюках.

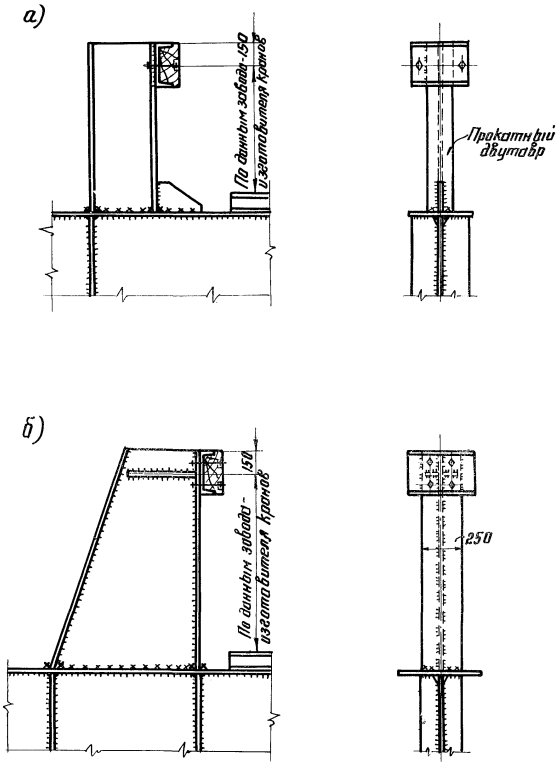


Рис. 4.35. Крановые упоры.

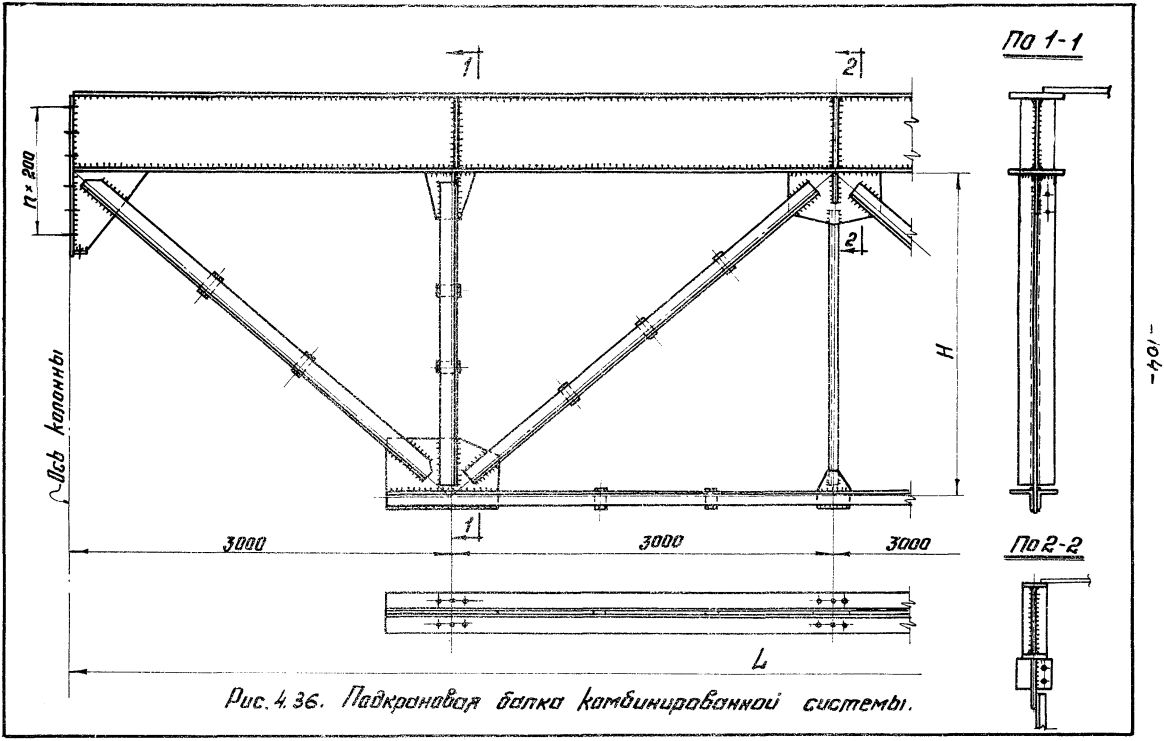
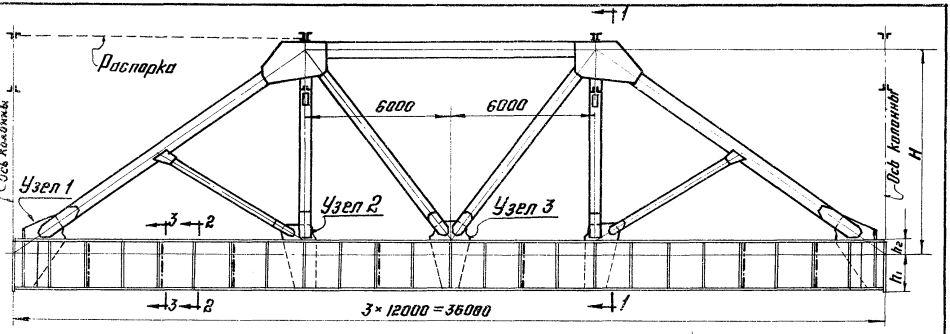
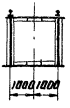


Рис. 4.36. Подкрановая балка комбинированной системы.



По 2-2



По 3-3



По 1-1

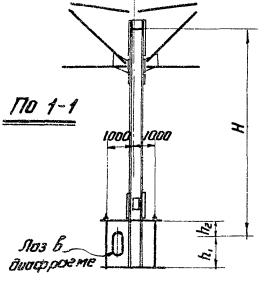


Рис. 4.37. Подкрановo-подстропильная ферма.

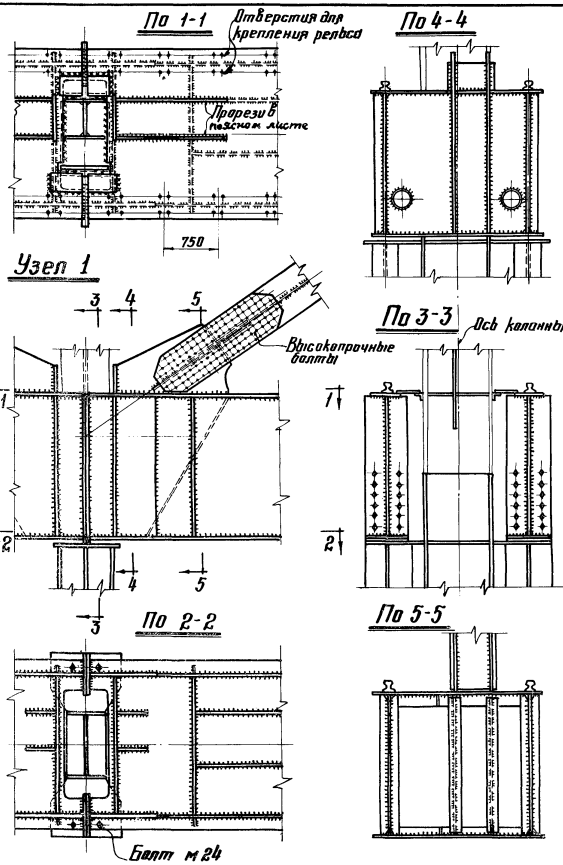
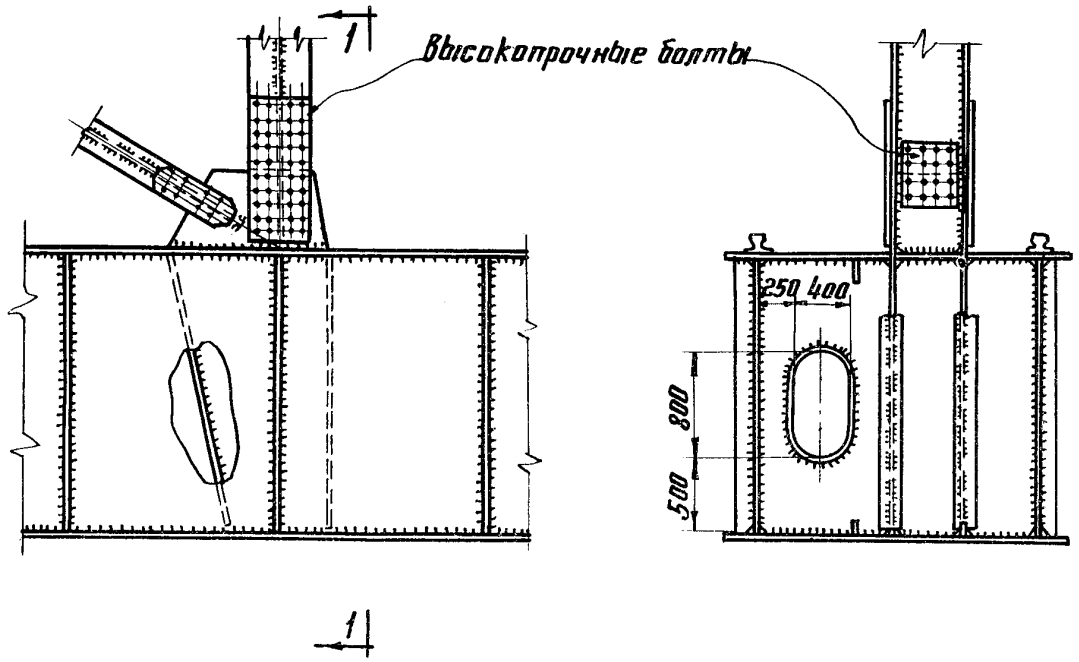


Рис. 4.38. Узел 1 подкранова-подстропильной фермы.

Узел 2

По 1-1



Узел 3

По 2-2

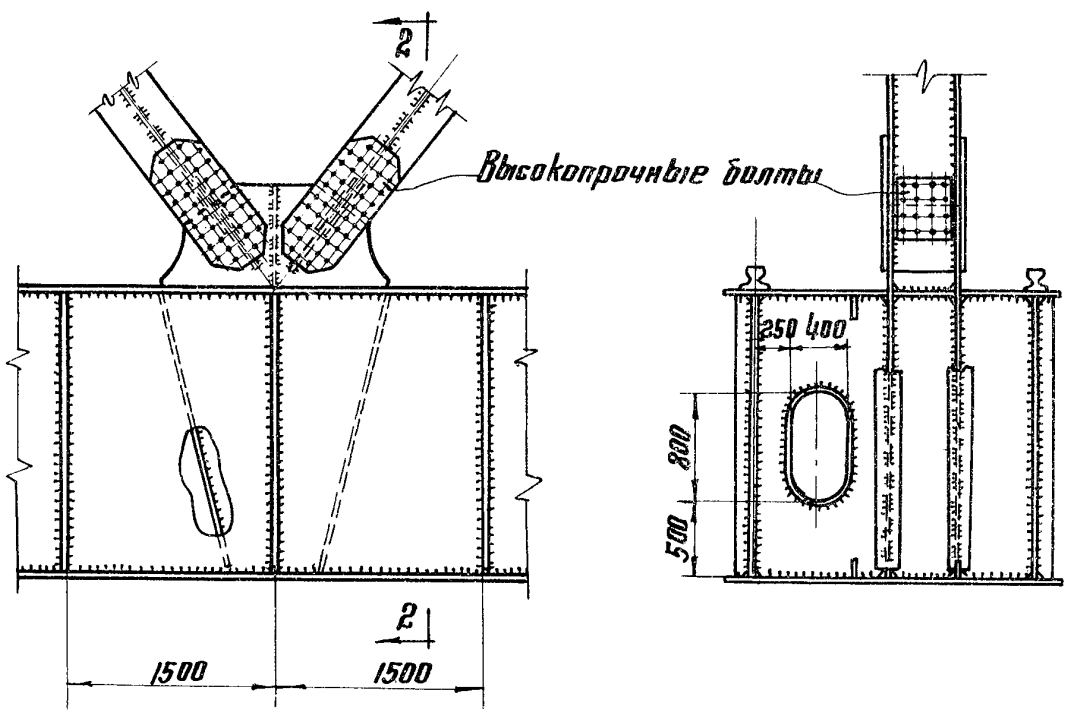


Рис. 4.39. Узлы 2 и 3 подкрановой подстропильной фермы.

П Р И Л О Ж Е Н И Я

Приложение 4.I

Указания по проверке устойчивости стенок подкрановых балок

I. Стенки балок для обеспечения их устойчивости укрепляются:

а) поперечными основными ребрами, поставленными на всю высоту стенки;

б) поперечными основными ребрами и продольными ребрами;

в) поперечными основными и промежуточными короткими ребрами и продольным ребром; промежуточные короткие ребра располагаются между сжатым поясом и продольным ребром;

г) поперечными основными и промежуточными, расположенными в сжатой зоне стенки, короткими ребрами - только в клепаных балках.

2. Прямоугольные отсеки стенки (пластинки), заключенные между поясами и соседними поперечными основными ребрами жесткости проверяются на устойчивость; при этом расчетными размерами проверяемой пластинки являются:

a - расстояние между осями поперечных основных ребер;

h_o - расчетная высота стенки, равная в сварных конструкциях полной высоте стенки, в клепаных конструкциях - расстоянию между ближайшими к оси балки рисками поясных заклепок;

δ - толщина стенки.

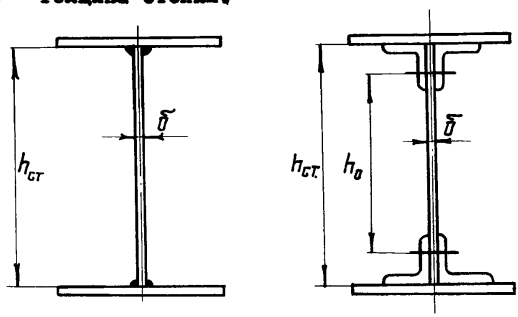


Рис. I.

3. Проверка устойчивости стенок в балках не требуется, если при отсутствии местного напряжения ($\sigma_м = 0$)

$$\frac{h_0}{\delta} \leq 110 \sqrt{\frac{2100}{R}} \quad ; \qquad (1)$$

а при наличии местного напряжения ($\sigma_м \neq 0$)

$$\frac{h_0}{\delta} \leq 80 \sqrt{\frac{2100}{R}} \qquad (2)$$

где: R - расчетное сопротивление прокатной стали изгибу в кг/см2.

При этом поперечные основные ребра жесткости должны ставиться с учетом ограничений п. 4.7.24.

4. Проверка устойчивости стенок различных типов балок должна производиться с учетом компонентов напряженного состояния (σ , τ и $\sigma_м$).

Указания по выбору учитываемых компонентов напряженного состояния даны в табл.3.

Напряжения σ, τ и $\sigma_м$ вычисляются в предположении упругой работы материала по сечению брутто без учета коэффициента $\varphi_б$

$$\sigma = \frac{M_{расч.}}{W_x} \quad (3)$$ - краевое сжимающее напряжение у расчетной границы отсека (принимается со знаком (+).

где: $M_{расч.}$ - (определяемое по указаниям п.4.4.I2) - среднее значение изгибающего момента в пределах отсека если длина отсека превосходит его высоту, то M расч. принимается по среднему значению для наиболее напряженного участка с длиной, равной расчетной высоте отсека;

W_x - момент сопротивления (брутто) для сжатого волокна;

$$\tau = \frac{Q_{расч.}}{h_{ст.} \cdot \delta} \quad (4)$$ - среднее касательное напряжение;

где: $Q_{расч.}$ - (определяемое по указаниям п.4.4.I2) среднее значение поперечной силы в пределах отсека;

$h_{ст}$ - полная высота стенки;

δ - толщина стенки.

Определение расчетных усилий может производиться по огибающим эпюрам, построенным в соответствии с Указаниями п.4.4.I4 настоящего раздела.

$$\sigma_м = \frac{P_{расч.}}{z \cdot \delta} (5)$$ - местное напряжение в стенке под сосредоточенным грузом

где: $P_{расч.}$ (определяемая по указаниям п.4.4.I2) - расчетная нагрузка от катка крана;

z - условная длина распределения давления сосредоточенного груза, принимается согласно п.4.6.6 или по табл. 4.I0.

5. Местная устойчивость стенок стальных подкрановых балок симметричного сечения, укрепленных ребрами жесткости, обеспечивается, если отношение $h_0 : \delta$ меньше величины, полученной из графика рис.2 или по формуле:x)

$$\frac{h_0}{\delta} \leq \frac{100\sqrt{m}}{\sqrt{\sigma_{макс} \cdot A}} \qquad (6)$$

График составлен в зависимости от напряжения $\sigma_{макс}\left(\frac{т}{см^2}\right)$ для различных типов балок, выбираемого в соответствии с указаниями табл.3.

В формуле (6) m - коэффициент, принимаемый:

$m = 0,9$ - для проверки устойчивости стенок балок, укрепленных только поперечными ребрами при наличии местного напряжения, а также для проверки первой пластинки, расположенной между продольным ребром и сжатым поясом.

$m = 1,0$ - для проверки устойчивости стенок балок, укрепленных только поперечными ребрами при отсутствии местного напряжения и для проверки второй пластинки, расположенной между продольным ребром и растянутым поясом.

6. Величина "А" для симметричных сечений балок определяется по формулам:

$$A = \sqrt{B^2 + Д^2} \qquad (7)$$

а) при поперечных ребрах;

б) при продольном ребре для второй пластинки, расположенной между растянутым поясом и продольным ребром.

---

x) При расположении продольного ребра в растянутой зоне см.примечание 4 к табл.3;

Для балок асимметричного сечения см.п.I0 настоящего приложения.

$$A = \frac{B + \sqrt{B^2 + 3.6Д^2}}{1.8} \qquad (8)$$

при продольном ребре для первой пластинки, расположенной между сжатым поясом и продольным ребром.

7. Значение "B" принимается в зависимости от:

а) $\alpha : h_0$; $\alpha : b_1$; $b_1 : h_0$

б) меньшего из значений $\frac{\sigma}{\sigma_м}$ или $\frac{\sigma_м}{\sigma}$

в) величины γ :

по графикам рис.№№ 3÷9 или табл.4 при укреплении только поперечными ребрами жесткости;

по графикам рис.№№ II, I3, I5 или табл.5 для второй пластинки при укреплении поперечными ребрами и одним продольным ребром;

по графикам рис.№№ I0, I2, I4 или табл.6 для первой пластинки при укреплении поперечными ребрами и одним продольным ребром.

8. Величина γ определяется только для стенок, укрепленных поперечными ребрами

$$\gamma = c \cdot \frac{b_п}{h_0} \left(\frac{\delta_п}{\delta} \right)^3 \qquad (9)$$

где: $b_п$ и $\delta_п$ – соответственно ширина и толщина сжатого пояса балки*)

c – определяется согласно указаний табл.3.

9. Значение "д" для симметричных сечений балок (в формулах 7 и 8) определяется по формуле: $Д = \frac{\tau \cdot \theta}{\sigma_{макс} \cdot \tau_0'}$ (10)

где: τ_0' – принимается по табл.I.

---

x) Для случая сжатия в нижнем поясе при проверке на $\sigma_м$ и τ принимаются $b_п$ и $\delta_п$ – соответственно ширина и толщина растянутого пояса балки.

Таблица I

$a:h_1$	0,5	0,8	0,9	I,0	I,2	I,4	I,6	I,8	2,0	2,5
τ_0'	5,96	2,90	2,49	2,20	I,9I	I,74	I,62	I,54	I,49	I,40

h_1 и $\sigma_{макс.}$ для различных типов балок принимается в соответствии с указаниями табл.3, а $\vartheta = \left(\frac{h_1}{h_0}\right)^2$

I0. Проверка местной устойчивости стенок балок асимметричного сечения производится по соответствующим формулам, графикам и таблицам для симметричных балок, но вместо σ принимается величина $\sigma_1 = \rho \cdot \sigma$, где σ – наибольшее краевое сжимающее напряжение в стенке.

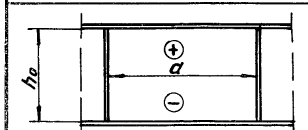
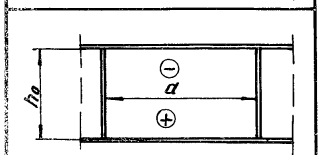
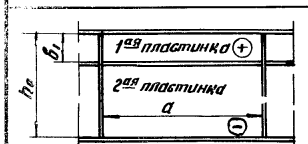
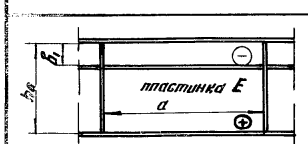
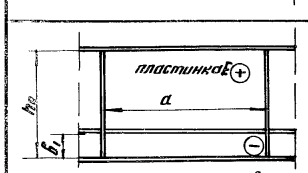
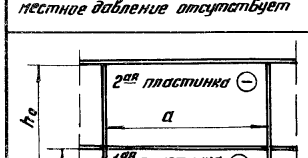
Величина $\sigma_{макс.}$ принимается как большее из значений σ_1 и σ_M , а величина коэффициента ρ определяется по формулам табл.2.

Таблица 2

Характеристика ребер	Проверяемая пластинка	Поправочный коэффициент
Поперечные	–	$\frac{4}{\alpha^2}$
Продольные	первая	$\frac{1-\frac{\alpha b_1}{2h_0}}{1-\frac{b_1}{h_0}}$
	вторая	$\frac{4}{\alpha^2}\left[\frac{1-\frac{\alpha b_1}{h_0}}{1-2\frac{b_1}{h_0}}\right]^3$

Здесь: $\alpha = \frac{\sigma - \sigma'}{\sigma}$, но не менее 2, где σ и σ' – соответственно краевые напряжения в стенке: сжатия со знаком (+) и растяжения со знаком (–).

Таблица 3

Схема расположения ребер жесткости	Проверяемая пластинка	Учитываемые компоненты напряжений	Соотношение σ и σ_m	$\sigma_{макс}$ в формулах (6), (10) и в графике рис.2	Значение h_1 в таблице 1	Значение коэффициентов "c" для определения γ при неприваренном рельсе	Значение коэффициентов "c" для определения γ при приваренном рельсе	Коэффициент условий работы "m"	№№ формул для определения "A"
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
		σ, σ_m, τ	$\sigma \geq \sigma_m$	σ	h_0	2	∞	0.9	7
			$\sigma < \sigma_m$	σ_m	h_0	2	∞	0.9	
		σ, τ	$\sigma \neq 0$ $\sigma_m = 0$	σ	h_0	0.8	0.8	1.0	7
		σ_m, τ	$\sigma = 0$ $\sigma_m \neq 0$	σ_m	h_0	2	∞	0.9	7
	1	σ, σ_m, τ	$\sigma \geq \sigma_m$	σ	b_1			0.9	8
			$\sigma < \sigma_m$	σ_m					
	2	σ, σ_m, τ	$\sigma \geq \sigma_m$	σ	$h_0 - b_1$			1.0	7
			$\sigma < \sigma_m$	σ_m					
	E	σ	$\sigma \neq 0$ $\frac{\sigma_m}{\sigma} = 0$	σ	$h_0 - b_1$			1.0	7
 местное давление отсутствует	E	σ	$\sigma \neq 0$ $\frac{\sigma_m}{\sigma} = 0$	σ	$h_0 - b_1$			1.0	7
	2	σ, τ	$\sigma \neq 0$ $\sigma_m = 0$	σ	$h_0 - b_1$			1.0	7
		σ_m, τ	$\frac{\sigma}{\sigma_m} = 0$ $\sigma_m \neq 0$	$2,5\sigma_m$					
	1	σ, τ	$\sigma \neq 0$ $\sigma_m = 0$	σ	b_1			0.9	8

Примечания:

1. Знаки ⊖ и ⊕ на схемах обозначают соответственно расположение растянутых и сжатых зон нормальных напряжений.
2. Принимается меньшее из значений $\frac{\sigma}{\sigma_m}$ и $\frac{\sigma_m}{\sigma}$
3. В балках асимметричного сечения в качестве σ принимается его приведенное значение, равное σ_1, подсчитанное согласно указаниям п. 10
4. При расположении продольного ребра в растянутой зоне проверяется только пластинка E; величина B определяется по табл. 7, $\Delta = a$, а $\sigma_{макс} = \sigma$;

Таблица 7

α	0.8	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0
B	0.532	0.450	0.374	0.307	0.238	0.191	0.159



Значения „B" для балок симметричного сечения, укрепленных поперечными ребрами.

Таблица 4

γ		$\frac{a}{h_0}$	0.5	0.8	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0
0.8	$\delta_м/\delta<1$	0	0.159	0.159	0.159	0.159	0.159	0.159	0.159	0.159
		0.2	0.183	0.201	0.184	0.189	0.195	0.201	0.208	0.213
		0.4	0.208	0.243	0.231	0.245	0.258	0.274	0.281	0.288
		0.6	0.232	0.286	0.285	0.316	0.342	0.373	0.389	0.405
		0.8	0.257	0.328	0.340	0.386	0.426	0.471	0.496	0.521
		1.0	0.282	0.370	0.394	0.456	0.510	0.570	0.604	0.637
	$\delta/\delta_м<1$	0.8	0.250	0.338	0.370	0.435	0.492	0.557	0.591	0.626
		0.6	0.218	0.306	0.345	0.414	0.474	0.541	0.578	0.615
		0.4	0.187	0.275	0.321	0.393	0.456	0.526	0.564	0.603
		02	0.155	0.243	0.296	0.372	0.438	0.510	0.551	0.592
		0	0.123	0.211	0.272	0.351	0.420	0.495	0.538	0.581
1.0	$\delta_м/\delta\leq1$	0	0.151	0.151	0.151	0.151	0.151	0.151	0.151	0.151
		0.2	0.175	0.192	0.175	0.181	0.186	0.192	0.198	0.203
		0.4	0.199	0.233	0.227	0.240	0.250	0.263	0.269	0.276
		0.6	0.223	0.273	0.280	0.307	0.330	0.356	0.371	0.385
		0.8	0.248	0.314	0.332	0.375	0.410	0.449	0.472	0.495
		1.0	0.272	0.355	0.385	0.442	0.490	0.542	0.574	0.605
	$\delta/\delta_м<1$	0.8	0.242	0.325	0.361	0.421	0.474	0.527	0.561	0.594
		0.6	0.212	0.295	0.336	0.400	0.454	0.511	0.548	0.583
		0.4	0.181	0.264	0.312	0.379	0.436	0.496	0.534	0.571
		0.2	0.151	0.234	0.287	0.358	0.418	0.480	0.521	0.560
		0	0.121	0.204	0.263	0.337	0.400	0.465	0.508	0.549
2.0	$\delta_м/\delta\leq1$	0	0.143	0.143	0.143	0.143	0.143	0.143	0.143	0.143
		0.2	0.167	0.181	0.170	0.171	0.176	0.181	0.186	0.191
		0.4	0.190	0.220	0.218	0.224	0.228	0.235	0.237	0.240
		0.6	0.214	0.258	0.266	0.284	0.298	0.314	0.322	0.331
		0.8	0.237	0.297	0.314	0.343	0.367	0.393	0.411	0.423
		1.0	0.261	0.335	0.362	0.403	0.436	0.472	0.493	0.515
	$\delta/\delta_м<1$	0.8	0.232	0.306	0.338	0.382	0.418	0.457	0.480	0.504
		0.6	0.204	0.278	0.313	0.361	0.400	0.441	0.467	0.493
		0.4	0.175	0.249	0.289	0.340	0.382	0.426	0.453	0.481
		0.2	0.147	0.221	0.264	0.319	0.364	0.410	0.440	0.470
		0	0.118	0.192	0.240	0.298	0.346	0.389	0.427	0.459
4.0	$\delta_м/\delta\leq1$	0	0.138	0.138	0.138	0.138	0.138	0.138	0.138	0.138
		0.2	0.161	0.175	0.167	0.166	0.170	0.175	0.179	0.183
		0.4	0.184	0.212	0.212	0.213	0.213	0.213	0.220	0.227
		0.6	0.207	0.249	0.256	0.267	0.275	0.282	0.285	0.289
		0.8	0.230	0.286	0.301	0.321	0.336	0.350	0.358	0.366
		1.0	0.253	0.323	0.346	0.375	0.398	0.419	0.431	0.444

γ		$\frac{a}{h_0}$	0.5	0.8	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0
4.0	$\delta/\delta_м<1$	0.8	0.225	0.295	0.322	0.354	0.380	0.395	0.417	0.432
		0.6	0.198	0.267	0.297	0.333	0.362	0.382	0.405	0.422
		0.4	0.170	0.240	0.273	0.312	0.344	0.368	0.391	0.410
		0.2	0.143	0.213	0.248	0.291	0.326	0.355	0.378	0.399
		0	0.115	0.185	0.224	0.270	0.308	0.342	0.365	0.388
6.0	$\delta_м/\delta<1$	0	0.137	0.137	0.137	0.137	0.137	0.137	0.137	0.137
		0.2	0.160	0.173	0.166	0.165	0.169	0.173	0.177	0.180
		0.4	0.183	0.210	0.209	0.209	0.207	0.210	0.217	0.224
		0.6	0.206	0.246	0.253	0.261	0.265	0.267	0.270	0.271
		0.8	0.229	0.283	0.296	0.313	0.324	0.331	0.338	0.342
		1.0	0.252	0.319	0.340	0.365	0.382	0.394	0.406	0.414
	$\delta/\delta_м<1$	0.8	0.225	0.291	0.316	0.344	0.364	0.379	0.393	0.403
		06	0.197	0.264	0.291	0.323	0.346	0.363	0.380	0.392
		0.4	0.170	0.237	0.267	0.302	0.328	0.348	0.366	0 380
		0.2	0.142	0.209	0.242	0.281	0.310	0.332	0.353	0.369
		0	0.115	0.182	0.218	0.260	0.292	0.317	0.340	0.359
10.0 *)	$\delta_м/\delta<1$	0	0.136 / 0.143	0.136 / 0.143	0.136 / 0.143	0.136 / 0.143	0.136 / 0.143	0.136 / 0.143	0.136 / 0.143	0.136 / 0.143
		0.2	0.159 / 0.166	0.172 / 0.179	0.165 / 0.186	0.183 / 0.194	0.168 / 0.199	0.172 / 0.202	0.175 / 0.207	0.179 / 0.209
		0.4	0.182 / 0.189	0.208 / 0.215	0.209 / 0.229	0.205 / 0.254	0.281 / 0.294	0.208 / 0.262	0.215 / 0.270	0.222 / 0.275
		0.6	0.204 / 0.211	0.244 / 0.251	0.252 / 0.271	0.255 / 0.295	0.257 / 0.311	0.256 / 0.321	0.256 / 0.334	0.264 / 0.342
		0.8	0.227 / 0.234	0.280 / 0.286	0.296 / 0.314	0.305 / 0.346	0.312 / 0.365	0.316 / 0.380	0.320 / 0.398	0.322 / 0.408
		1.0	0.250 / 0.257	0.316 / 0.322	0.339 / 0.357	0.353 / 0.396	0.368 / 0.421	0.376 / 0.440	0.383 / 0.461	0.388 / 0.474
	$\delta/\delta_м<1$	0.8	0.223 / 0.228	0.289 / 0.293	0.314 / 0.328	0.334 / 0.367	0.350 / 0.392	0.360 / 0.411	0.370 / 0.432	0.377 / 0.445
		0.6	0.196 / 0.200	0.262 / 0.265	0.290 / 0.300	0.313 / 0.339	0.332 / 0.364	0.345 / 0.383	0.357 / 0.404	0.368 / 0.417
		0.4	0.168 / 0.171	0.234 / 0.236	0.266 / 0.271	0.292 / 0.318	0.314 / 0.335	0.330 / 0.354	0.343 / 0.375	0.354 / 0.388
		0.2	0.141 / 0.143	0.207 / 0.208	0.241 / 0.253	0.271 / 0.282	0.296 / 0.307	0.314 / 0.326	0.330 / 0.347	0.343 / 0.360
		0	0.114 / 0.114	0.180 / 0.179	0.217 / 0.214	0.250 / 0.253	0.278 / 0.278	0.299 / 0.297	0.317 / 0.318	0.332 / 0.331
30.0	$\delta_м/\delta<1$	0	0.134	0.134	0.134	0.134	0.134	0.134	0.134	0.134
		0.2	0.157	0.169	0.163	0.161	0.165	0.169	0.172	0.175
		0.4	0.179	0.204	0.204	0.199	0.196	0.204	0.210	0.216
		0.6	0.202	0.239	0.246	0.245	0.242	0.239	0.248	0.258
		0.8	0.224	0.274	0.287	0.292	0.293	0.291	0.290	0.299
		1.0	0.247	0.309	0.328	0.339	0.344	0.345	0.346	0.345
	$\delta/\delta_м<1$	0.8	0.220	0.282	0.303	0.318	0.326	0.330	0.333	0,334
		0.6	0.193	0.255	0.279	0.297	0.308	0.314	0.320	0.323
		0.4	0.167	0.229	0.255	0.276	0.290	0.299	0.306	0.311
		0.2	0.140	0.202	0.230	0.255	0.272	0.284	0.293	0.300
		0	0.113	0.175	0.206	0.234	0.254	0.268	0.280	0.289

*) В числителе - для сварных балок, в знаменателе - для клепаных.

Примечание: Для балок асимметричного сечения „B" определяются по настоящей таблице с учетом указаний п. 10.

Значения „B" для балок симметричного сечения, укрепленных поперечными ребрами и одним продольным ребром.

Таблица 5

пластинка		2-ая пластинка																	
b_1/h_0		0.20						0.25						0.30					
a/h_0		0.5	0.8	1.0	1.2	1.4	1.6	0.5	0.8	1.0	1.2	1.4	1.6	0.5	0.8	0.9	1.0	1.2	1.4 и больше
$\sigma_н/\sigma < 1$	0.0	0.047	0.047	0.047	0.047	0.047	0.047	0.027	0.027	0.027	0.027	0.027	0.027	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014
	0.2	0.055	0.061	0.066	0.070	0.074	0.077	0.035	0.041	0.045	0.049	0.052	0.057	0.021	0.027	0.029	0.031	0.034	0.037
	0.4	0.063	0.075	0.085	0.093	0.101	0.107	0.042	0.054	0.063	0.070	0.077	0.087	0.028	0.040	0.044	0.048	0.054	0.060
	0.6	0.071	0.089	0.103	0.117	0.127	0.136	0.050	0.068	0.081	0.092	0.102	0.116	0.036	0.052	0.059	0.064	0.075	0.082
	0.8	0.080	0.103	0.122	0.140	0.154	0.166	0.057	0.081	0.099	0.113	0.127	0.146	0.043	0.065	0.074	0.081	0.095	0.105
	1.0	0.088	0.117	0.141	0.163	0.181	0.196	0.065	0.095	0.117	0.135	0.152	0.176	0.050	0.078	0.089	0.098	0.115	0.128
$\sigma/\sigma_н < 1$	0.8	0.079	0.108	0.132	0.154	0.172	0.187	0.060	0.090	0.112	0.130	0.147	0.171	0.047	0.075	0.086	0.095	0.112	0.125
	0.6	0.069	0.098	0.122	0.144	0.162	0.177	0.054	0.084	0.106	0.124	0.141	0.165	0.044	0.072	0.083	0.092	0.109	0.122
	0.4	0.060	0.089	0.113	0.135	0.153	0.168	0.049	0.079	0.101	0.119	0.136	0.159	0.041	0.070	0.081	0.090	0.107	0.120
	0.2	0.051	0.079	0.103	0.125	0.143	0.158	0.043	0.073	0.095	0.113	0.130	0.154	0.039	0.067	0.078	0.087	0.104	0.117
	0	0.041	0.070	0.094	0.116	0.134	0.149	0.038	0.068	0.090	0.108	0.125	0.149	0.036	0.064	0.075	0.084	0.101	0.114

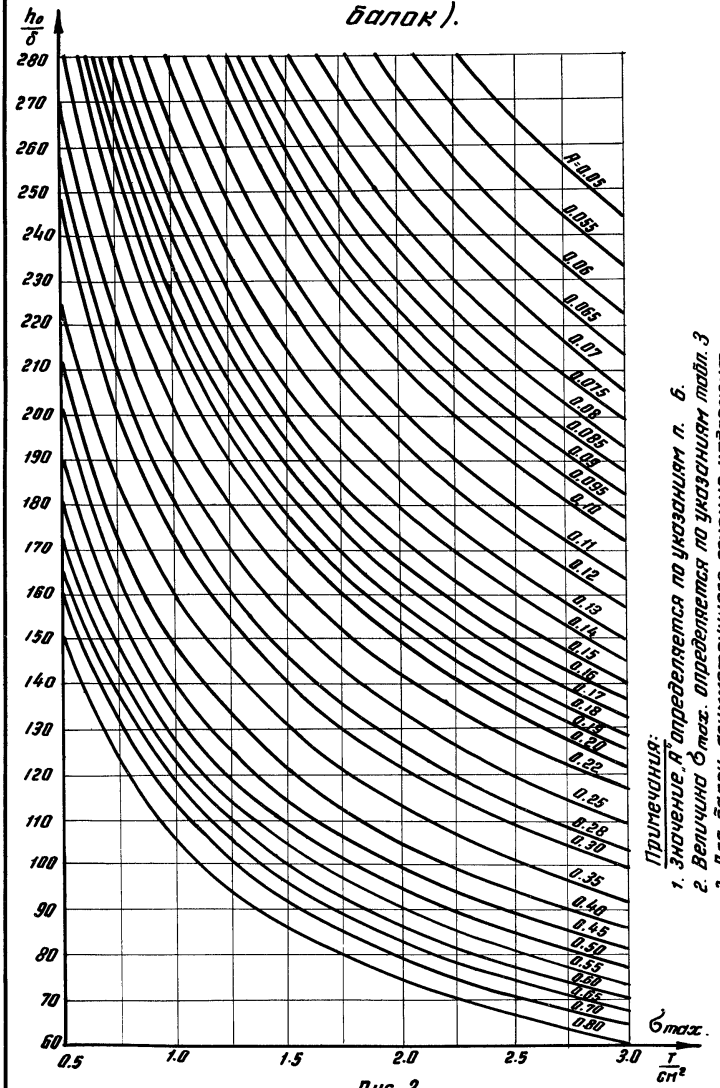
Таблица 6

пластинка		1-ая пластинка								
b_1/h_0		0.2			0.25			0.3		
a/b_1		1.0	1.5	2.0 и больше	1.0	1.5	2.0 и больше	1.0	1.5	2.0 и больше
$\sigma_н/\sigma < 1$	0	0.032	0.032	0.032	0.047	0.047	0.047	0.063	0.063	0.063
	0.2	0.0376	0.036	0.0314	0.0557	0.0542	0.0468	0.0756	0.0746	0.0656
	0.4	0.0432	0.045	0.0428	0.0642	0.0684	0.0646	0.0882	0.0952	0.0912
	0.6	0.0488	0.054	0.0542	0.0728	0.0826	0.0829	0.1008	0.1158	0.1168
	0.8	0.0544	0.063	0.0656	0.0814	0.0968	0.1002	0.1134	0.1364	0.1424
	1.0	0.060	0.0720	0.0770	0.090	0.1110	0.1180	0.1260	0.1570	0.1680
$\sigma/\sigma_н < 1$	0.8	0.0536	0.0666	0.0730	0.0806	0.1030	0.1122	0.1134	0.1462	0.160
	0.6	0.0472	0.0612	0.0690	0.0712	0.0950	0.1064	0.1008	0.1354	0.152
	0.4	0.0408	0.0558	0.0650	0.0618	0.087	0.1006	0.0882	0.1246	0.144
	0.2	0.0344	0.0504	0.0610	0.0524	0.079	0.0948	0.0756	0.1138	0.136
	0	0.0280	0.0450	0.057	0.043	0.071	0.0890	0.063	0.103	0.128

Примечания:

1. Обозначения см. таблицу 3
2. Для балок асимметричного сечения „B" определяются по настоящим таблицам, с учетом указаний п. 10.

Максимально допустимые соотношения $\frac{h_0}{\delta}$ (из условия обеспечения местной устойчивости стенок балок).



Примечания:
1. Значение A^c определяется по указаниям п. 6.
2. Величина $\sigma_{max.}$ определяется по указаниям табл. 3
3. Для балок асимметричного сечения надлежит руководствоваться указаниями п. 10.

Рис. 2

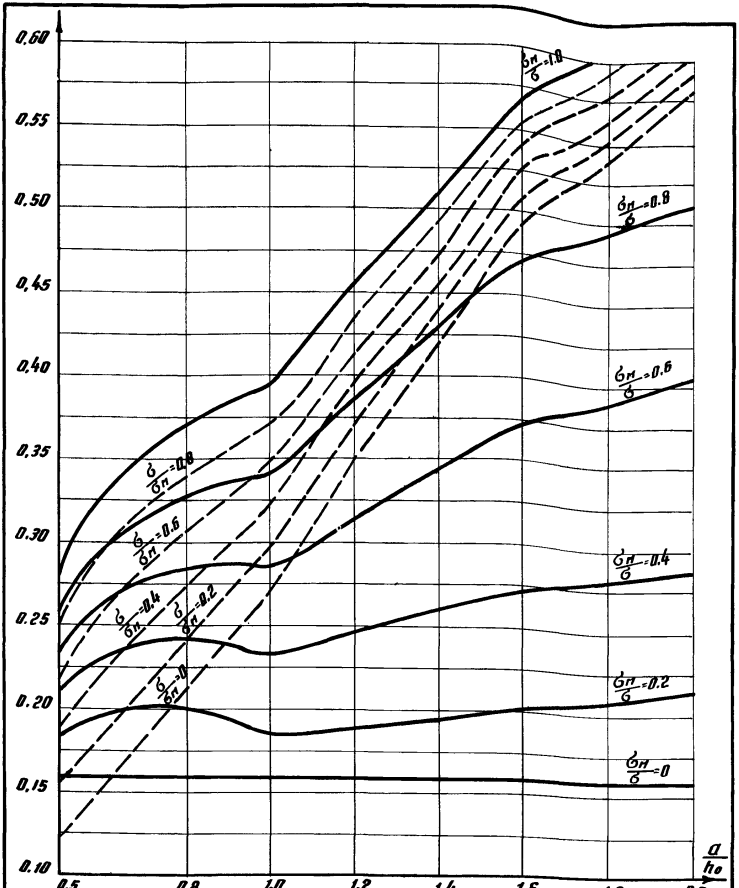


Рис. 3

Значения „B" для балок с поперечными ребрами жесткости ($\gamma = 0,8$)

Примечания:

1. Значения „B" для балок асимметричного сечения определяются по настоящим графикам с учетом указаний п. 10
2. Величина γ определяется в соответствии с указаниями п. 8.

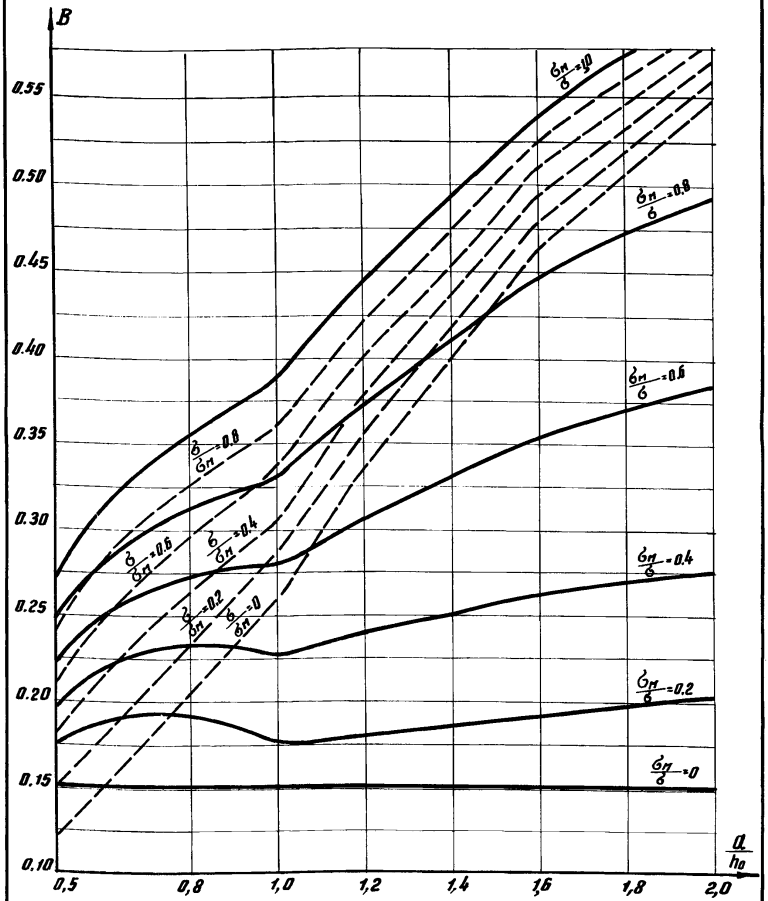


Рис. 4

Значения „B" для балок с поперечными ребрами жесткости. ($\gamma = 1.0$)

Примечания:

1. Значения „B" для балок асимметричного сечения определяются по настоящим графикам с учетом указаний п. 10
2. Величина γ определяется в соответствии с указаниями п. 8.

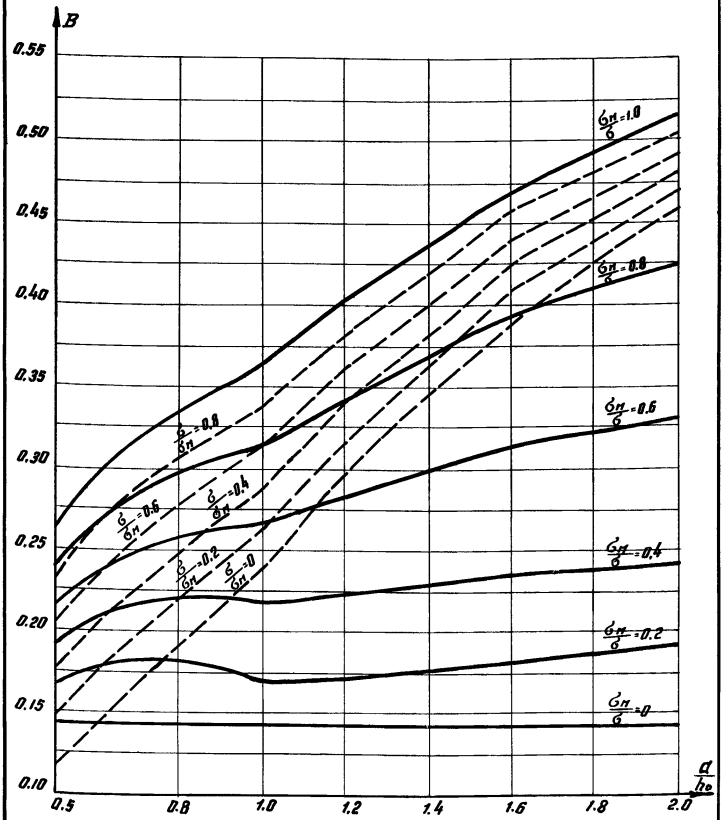


Рис. 5

Значения „B" для балок с поперечными ребрами жесткости ($\gamma = 2.0$)

Примечания:

1. Значения „B" для балок асимметричного сечения определяются по настоящим графикам с учетом указаний п. 10
2. Величина γ определяется в соответствии с указаниями п. 8.

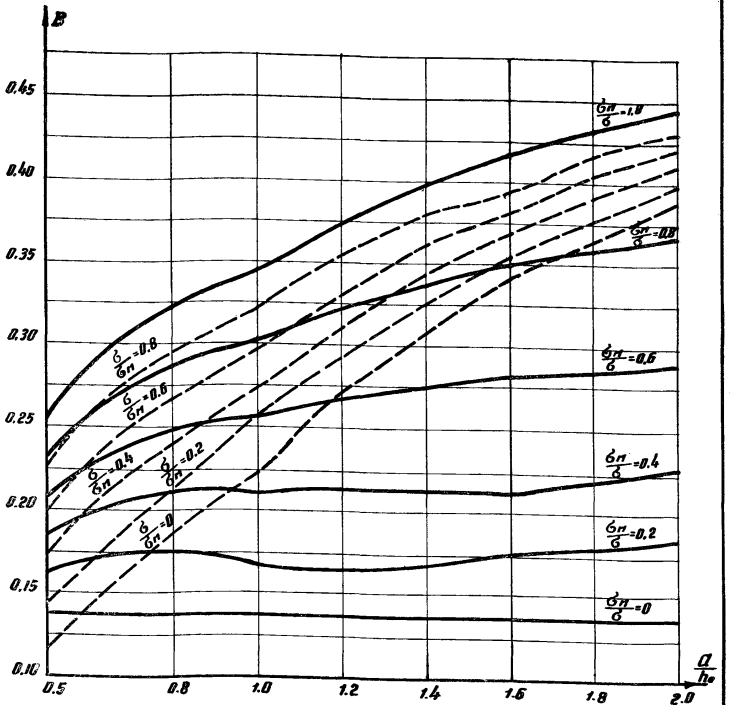


Рис. 6

Значения „B" для балок с поперечными ребрами жесткости ($\gamma = 4,0$)

Примечания:

1. Значения „B" для балок асимметричного сечения определяются по настоящим графикам с учетом указаний п. 10.
2. Величина γ определяется в соответствии с указаниями п. 6.

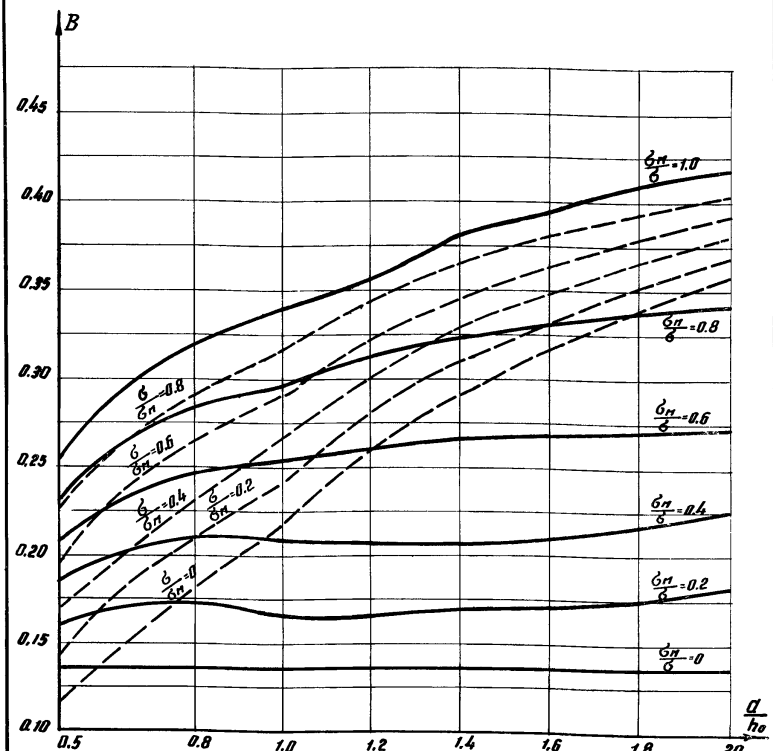


Рис. 7

Значения „ B" для балок с поперечными ребрами жесткости. ($\gamma = 6.0$)

Примечания:

1. Значения „B" для балок асимметричного сечения определяется по настоящим графикам с учетом указаний п. 10
2. Величина γ определяется в соответствии с указаниями п. 8.

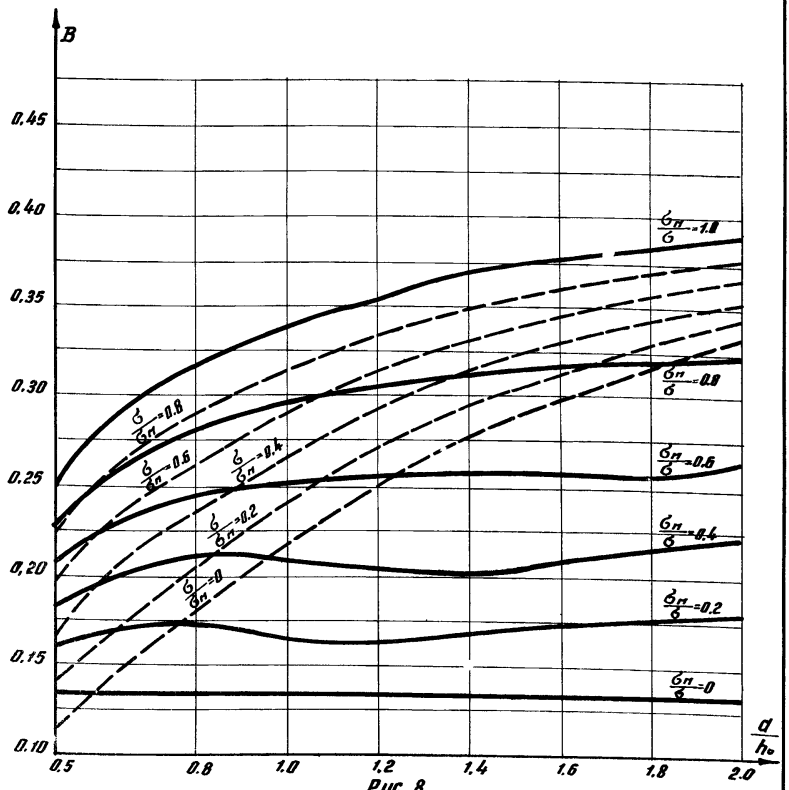


Рис. 8

Значения „B" для балок с поперечными ребрами жесткости ($\gamma = 10.0$)

Примечания:

1. Значения „B" для балок асимметричного сечения определяются по настоящим графикам с учетом указаний п. 10
2. Величина γ определяется в соответствии с указаниями п. 8.

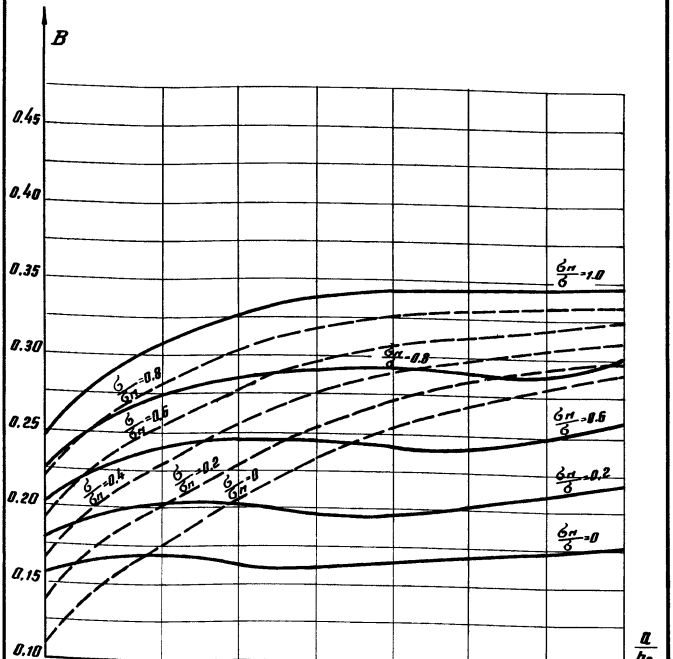


Рис. 9

Значения „B" для балок с поперечными ребрами жесткости ($\gamma = 30,0$)

Примечания:

1. Значения „B" для балок асимметричного сечения определяются по настоящим графикам с учетом указаний п. 10
2. Величина γ определяется в соответствии с указаниями п. 8.

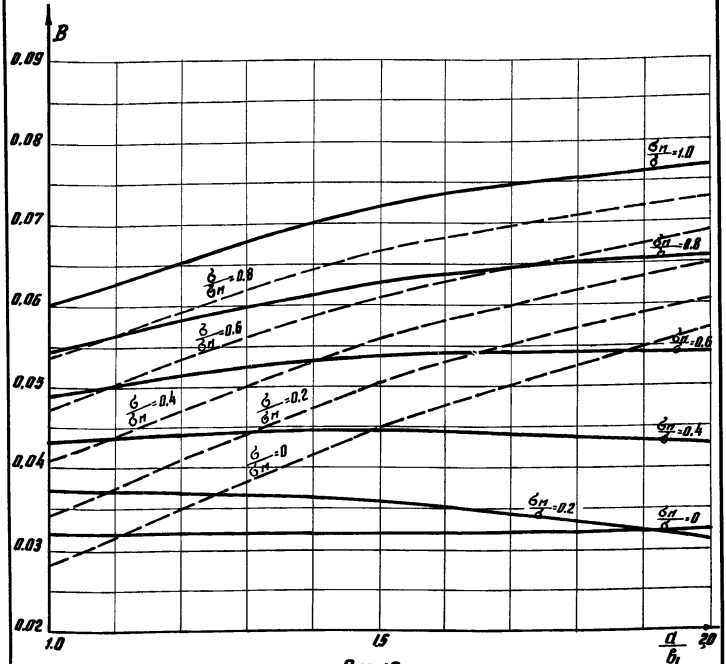


Рис. 10

Значения „B" для первой пластинки в балках с поперечными ребрами и одним продольным ребром при $\frac{b_1}{h_0}=0,2$

Примечание
Значения „B" для балок асимметричного сечения определяются по настоящим графикам с учетом указаний п. 10.

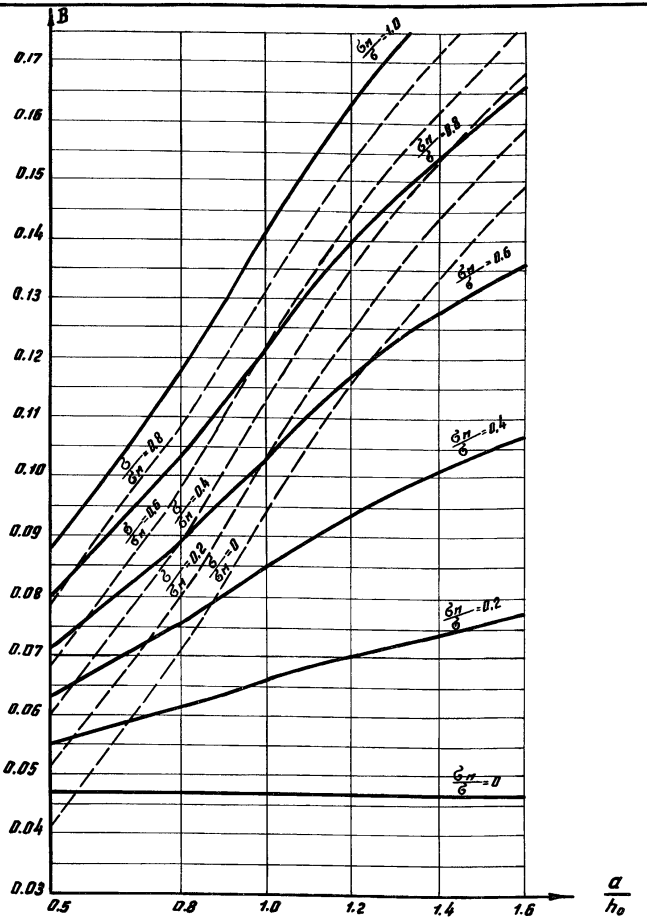


Рис. 11

Значения „B" для второй пластинки в балках с поперечными ребрами и одним продольным ребром при $\frac{\delta_1}{h_0} = 0.2$

Примечание

Значения „B" для балок асимметричного сечения определяются по настоящим графикам с учетом указаний п. 10

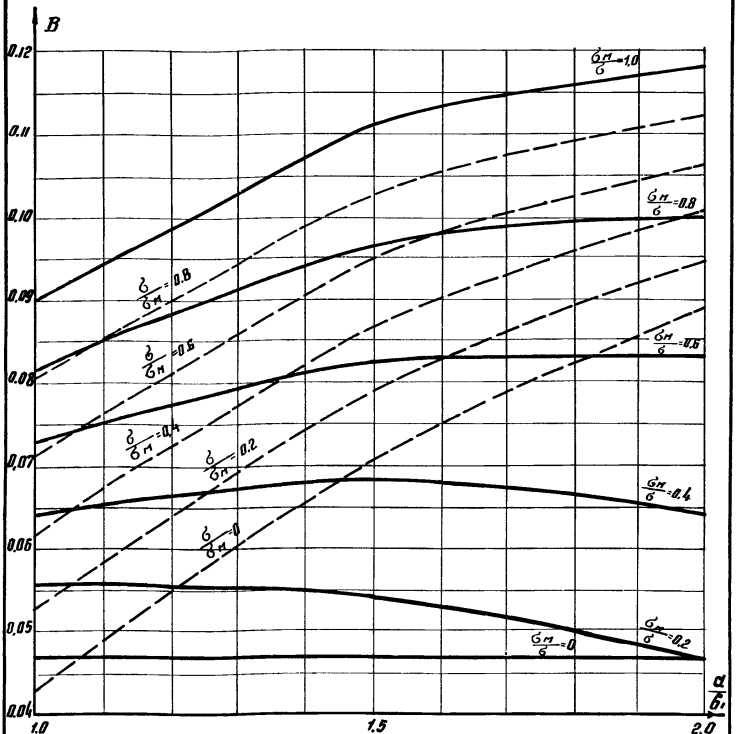


Рис. 12

Значения „B" для первой пластинки в балках с поперечными ребрами и одним продольным ребром при $\frac{b_1}{h_0}=0.25$

Примечание

Значения „B" для балок асимметричного сечения определяются по настоящим графикам с учетом указаний п. 10

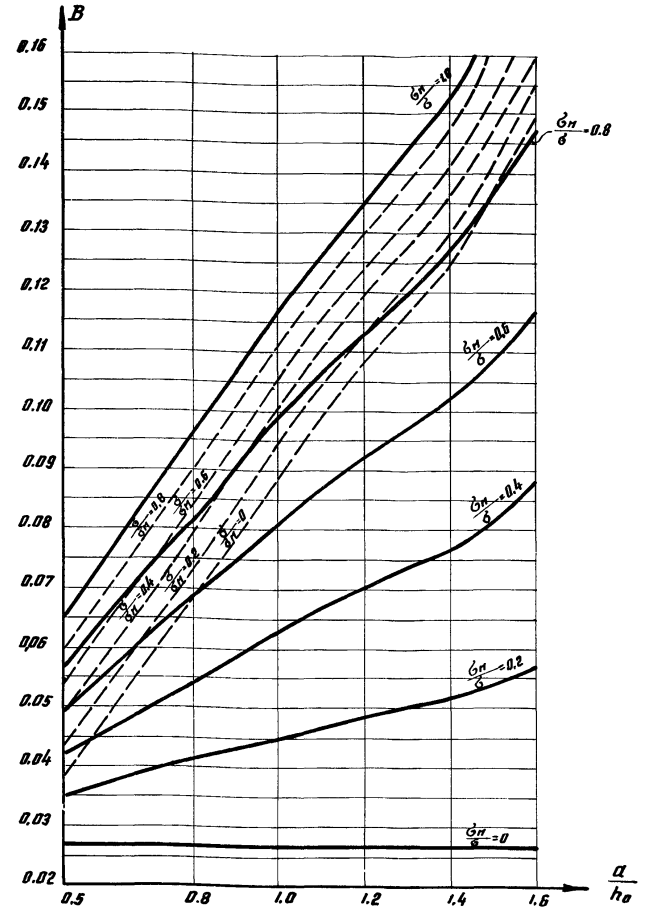


Рис. 13

Значения „B" для второй пластинки в балках с поперечными ребрами и одним продольным ребром при $\frac{a_1}{h_0} = 0.25$

Примечание

Значения „B" для балок асимметричного сечения определяются по настоящим графикам с учетом указаний п. 10

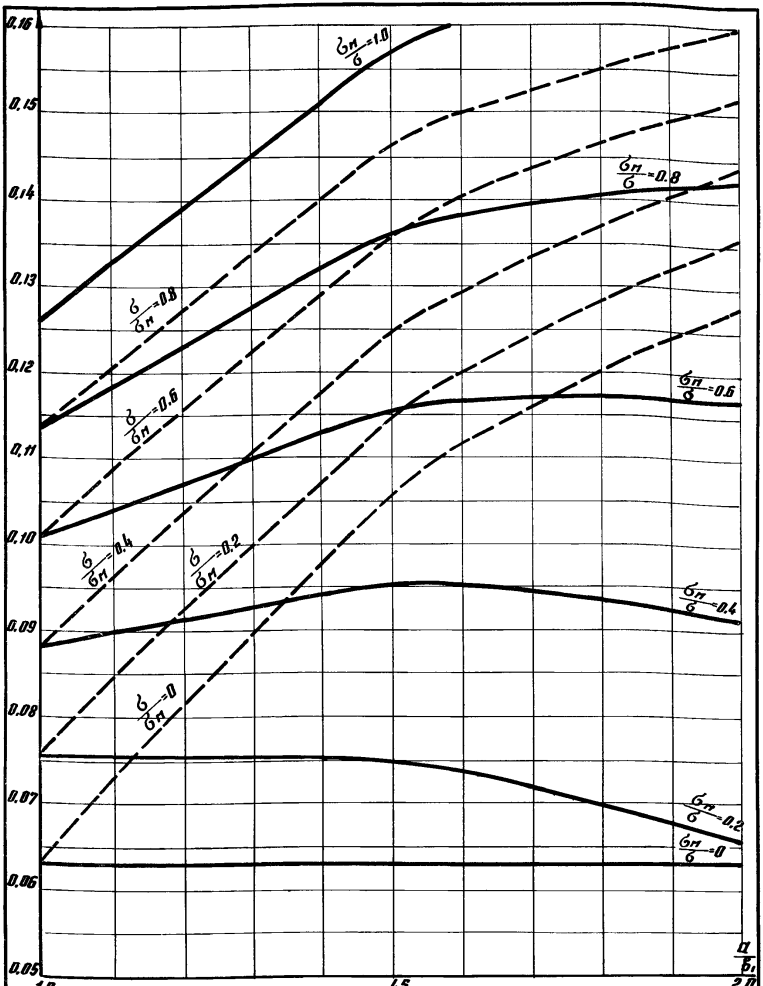


Рис. 14

Значения „B" для первой пластинки в балках с поперечными ребрами и одним продольным ребром при $\frac{b_1}{h_0}=0.30$

Примечание

Значения „B" для балок ассиметричного сечения определяются по настоящим графиком с учетом указаний п. 10

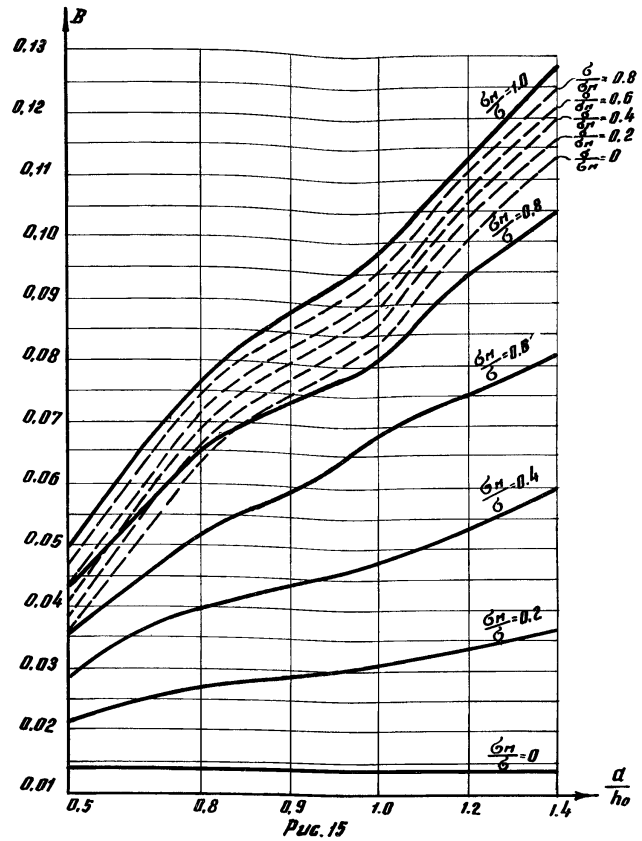


Рис. 15

Значения „B" для второй пластинки для балок с поперечными ребрами и одним продольным ребром при $\frac{b_1}{h_0} = 0.3$

Примечание

Значения „B" для балок асимметричного сечения определяются по настоящим графикам с учетом указаний п. 10

Приложение 4.II

У К А З А Н И Я

по определению коэффициента $\varphi_б$ для проверки общей устойчивости подкрановых балок

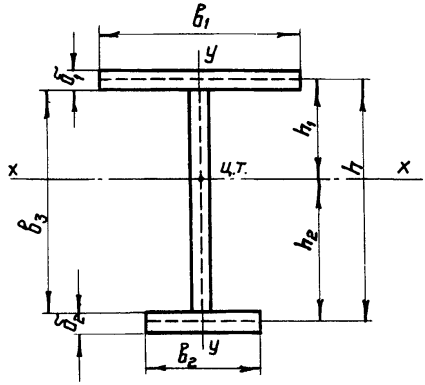


Рис.I.

I. Коэффициент $\varphi_б$ для балок (двутаврового сечения) с симметрично расположенными относительно вертикальной оси стенки поясами, определяется по формуле:

$$\varphi_б = \psi \cdot \frac{2 J_y \cdot h_1 \cdot h}{J_x \cdot l^2} \cdot 10^3 \qquad (I)$$

где: J_x и J_y - моменты инерции сечения относительно осей x и y;

ψ - коэффициент, определяемый:

по табл. I ÷ 3 - для разрезных систем.

по табл.4 для консолей двутаврового сечения при симметричных поясах.

Ψ определяется в зависимости от величин α_1 и n :

$$\alpha_1 = \frac{0{,}4}{n(1-n)} \cdot \frac{J_к}{J_y} \left(\frac{l}{h}\right)^2 \quad (2)$$

здесь: l - расчетная длина балки, согласно табл.7 настоящего приложения

$$n = \frac{J_1}{J_1 + J_2}$$

- коэффициент асимметрии сечения;

E - модуль упругости при изгибе;

G - модуль упругости при сдвиге;

$J_к = \frac{\gamma}{3} \Sigma b \delta^3$ - момент инерции при свободном кручении (для прокатных двутавров см.табл.5)

γ = I,3 - для симметричных двутавров;

γ = I,2 - для тавровых сечений;

γ = I,25- для двутавровых сечений с одной осью симметрии;

J_1 и J_2 - соответственно моменты инерции более развитого и менее развитого поясов сечения относительно оси "у";

$J_y = J_1 + J_2$

Если соответствующие нижнему поясу $\varphi_{\delta н} = \frac{h_2}{h_1} \varphi_\delta > 0{,}85$ то в формулы проверки устойчивости центрально и внецентренно сжатых балок вместо φ_δ подставляется величина:

$$\varphi''_\delta = \varphi_\delta \left[n \frac{\varphi'_\delta}{\varphi_\delta} + (1-n) \frac{\varphi'_{\delta н}}{\varphi_{\delta н}} \right] \quad (3)$$

где: φ'_δ и $\varphi'_{\delta н}$ определяются по табл.6.

2. Проверка устойчивости балок не требуется:

а) при передаче распределенной статической нагрузки через сплошной жесткий настил, непрерывно опирающийся на сжатый пояс балки (железобетонные или армопенобетонные плиты, волнистая сталь и т.п.);

б) для балок двутаврового сечения при отношениях расчетной длины балки ℓ к ширине сжатого пояса b, не превышающих величин, приведенных в табл.7.

Коэффициенты ψ для двутавровых балок из "Стали 3" и "Стали 4" при сосредоточенной силе, приложенной в середине пролета (при симмет - ричных поясах или при более развитом сжатом верхнем поясе) при отсутствии промежуточных закреплений в пролете

Таблица I.

α_1 \ h	Нагрузка приложена к нижнему поясу					Нагрузка приложена к верхнему поясу				
	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
0,I	5,0I	5,73	6,38	6,93	7,27	I,74	I,99	2,I7	2,28	2,24
0,4	5,05	5,77	6,4I	6,95	7,28	I,78	2,03	2,2I	2,3I	2,26
I,0	5,I3	5,84	6,47	6,99	7,3I	I,85	2,I0	2,29	2,38	2,3I
4	5,49	6,I6	6,75	7,2I	7,44	2,2I	2,47	2,65	2,70	2,56
8	5,92	6,57	7,I3	7,49	7,62	2,64	2,9I	3,07	3,08	2,83
I6	6,68	7,27	7,63	7,99	7,94	3,38	3,67	3.80	3,72	3,3I
24	7,34	7,9I	8,29	8,45	8,24	4,02	4,32	4,42	4,28	3,72
32	7,92	8,47	8,80	8,87	8,53	4,60	4,90	4,97	4,75	4,09
48	8,96	9,47	9,7I	9,63	9,05	5,62	5,9I	5,94	5,60	4,72
64	9,86	I0,34	I0,5I	I0,3I	9,52	6,5I	6,80	6,77	6,32	5,28
80	I0,67	II,I3	II,23	I0,92	9,96	7,3I	7,59	7,52	7,00	5,78

продолжение табл 1.

I	2	3	4	5	6	7	8	9	I0	II
96	II,4I	II,85	II,90	II,49	I0,37	8,04	8,32	8,2I	7,60	6,23
I28	I2,75	I3,I6	I3,II	I2,52	II,II	9,36	9,63	9,44	8,68	7,04
I60	I3,94	I4,3I	I4,I9	I3,45	II,79	I0,54	I0,79	I0,53	9,65	7,76
240	I6,50	I6,8I	I6,5I	I5,46	I3,26	I3,08	I3,29	I2,89	II,7I	9,3I
320	I8,67	I8,94	I8,49	I7,I8	I4,52	I5,24	I5,42	I4,88	I3,46	I0,63
400	20,60	20,82	20,25	I8,70	I5,65	I7,I6	I7,30	I6,65	I4,99	II,77

Коэффициенты ψ для двутавровых балок из "Стали 3" и "Стали 4" при равномерно распределенной нагрузке (при симметричных поясах или при более развитом сжатом верхнем поясе) при отсутствии промежуточных закреплений в пролете

Таблица 2

α_1 \ n	Нагрузка приложена к нижнему поясу					Нагрузка приложена к верхнему поясу				
	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
I	2	3	4	5	6	7	8	9	I0	II
0,I	3,82	4,4I	4,96	5,49	5,98	I,57	I,8I	I,98	2,I2	2,I3
0,4	3,85	4,44	4,99	5,5I	5,99	I,60	I,84	2,03	2,I5	2,I5
I	3,92	4,50	5,04	5,55	6,0I	I,67	I,9I	2,09	2,20	2,I9
4	4,22	4,78	5,28	5,73	6,I2	I,98	2,23	2,40	2,47	2,38
8	4,59	5,I2	5,57	5,96	6,25	2,35	2,60	2,75	2,78	2,60
I6	5,22	5,72	6,I0	6,37	6,49	2,98	3,24	3,36	3,32	3,00
24	5,77	6,24	6,56	6,74	6,73	3,54	3,79	3,89	3,77	3,33
32	6,26	6,7I	6,99	7,08	6,94	4,03	4,29	4,35	4,I8	3,63

Продолжение табл.2

I	2	3	4	5	6	7	8	9	I0	II
48	7,II	7,54	7,74	7,70	7,35	4,90	5,I4	5,I6	4,89	4,I6
64	7,90	8,26	8,40	8,26	7,72	5,65	5,89	5,84	5,50	4,62
80	8,55	8,92	9,00	8,76	8,06	6,33	6,56	6,49	6,06	5,03
96	9,I7	9,52	9,56	9,23	8,39	6,95	7,I7	7,07	6,60	5,4I
I28	I0,28	I0,6I	I0,56	I0,08	8,98	8,07	8,28	8,I0	7,46	6,08
I60	II,28	II,57	II,45	I0,85	9,53	9,06	9,25	8,99	8,27	6,68
240	I3,4I	I3,50	I3,39	I2,5I	I0,72	II,20	II,26	I0,89	9,87	7,98
320	I5,23	I5,42	I5,03	I3,93	II,76	I3,02	I3,I4	I2,67	II,45	9,08
400	I6,83	I6,99	I6,50	I5,20	I2,68	I4,53	I4,72	I4,I5	I2,75	I0,05

Коэффициенты ψ для двутавровых балок из "Стали 3" и "Стали 4" при наличии промежуточных закреплений верхнего пояса независимо от места приложения нагрузки (при симметричных поясах или более при развитом сжатом верхнем поясе)

Таблица 3

α_1 \ n	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
0,I	2,II	2,44	2,75	3,0I	3,25
0,4	2,I4	2,47	2,77	3,03	3,26
I	2,20	2,53	2,82	3,07	3,28
4	2,48	2,80	3,07	3,27	3,40
8	2,74	3,03	3,29	3,46	3,52
I6	3,32	3,68	3,87	3,73	3,83
24	3,87	4,I5	4,30	4,3I	4,07
32	4,3I	4,58	4,68	4,63	4,3I
48	5,04	5,30	5,35	5,I9	4,70
64	5,7I	5,95	5,98	5,70	5,07
80	6,30	6,52	6,48	6,20	5,40
96	6,85	7,06	6,99	6,58	5,70
I28	7,58	7,99	7,87	7,33	6,25
I60	8,65	8,83	8,63	8,05	6,75
240	I0,50	I0,63	I0,33	9,48	7,80
320	I2,07	I2,I9	II,76	I0,74	8,73
400	I3,44	I3,53	I3,04	II,87	9,57

Примечание к табл. 3

При одном закреплении в пролете и нагрузке, приложенной к нижнему поясу, следует пользоваться табл. I для той же нагрузки.

Коэффициенты ψ для консолей двутаврового сечения из "Стали 3" и "Стали 4" (при симметричных поясах и сосредоточенной нагрузке, приложенной к центру тяжести свободного конца консоли и ниже)

Таблица 4

α	ψ	α	ψ	α	ψ
0,I	3,06	6	4,64	I6	5,90
I	3,44	8	4,96	24	6,63
2	3,76	I0	5,25	32	7,27
3	4,06	I2	5,46	40	7,79
4	4,26	I4	5,69		

Примечание: к таблицам I÷4.

I. Если в конструкциях подкрановых балок применяется сталь марки отличной от Ст.3 и Ст.4, то табличные значения ψ должны быть умножены на величину $\frac{2,I}{R}$, где:

R – расчетное сопротивление применяемой стали в т/см2.

Моменты инерции при кручении $J_к$ прокатных двутавров (по ГОСТ 8239-56[X])

Таблица 5

№№ двутавров	$J_к$, см^4	№№ двутавров	$J_к$, см^4	№№ двутавров	$J_к$, см^4
I0	2,28	24	II,I	50	75,4
I2	2,88	24а	I2,8	55	I00
I4	3,59	27	I3,6	60	I35
I6	4,46	27а	I6,7	65	I80
I8	5,60	30	I7,4	70	244
I8а	6,54	30а	20,3	70а	352
20	6,92	33	23,8	70в	534
20а	7,94	36	3I,4		
22	8,60	40	40,6		
22а	9,77	45	54,7		

Коэффициенты $\varphi'_б$ и $\varphi'_{бн}$

Таблица 6

$\varphi_б(\varphi_{бн})$	$\varphi'_б(\varphi'_{бн})$	$\varphi_б(\varphi_{бн})$	$\varphi'_б(\varphi'_{бн})$	$\varphi_б(\varphi_{бн})$	$\varphi'_б(\varphi'_{бн})$
0,85	0,850	I,I0	0,927	I,35	0,973
0,90	0,87I	I,I5	0,938	I,40	0,980
0,95	0,890	I,20	0,948	I,45	0,987
I,00	0,904	I,25	0,957	I,50	0,994
I,05	0,9I6	I,30	0,964	I,55	I,00

Таблица 7.

Наибольшие отношения $\frac{l}{b}$, при которых не требуется проверки устойчивости балок из стали марок "Сталь 3" и "Сталь 4".

Тип балок	$\frac{h}{b}$	Наибольшие значения l/b для балок с соотношением размеров h/δ_1 =100			h/δ_1 =50		
		при нагрузке, приложенной к верхнему поясу	к нижнему поясу	при наличии промежуточн закреплений верхнего пояса независимо от места приложения нагрузки	при нагрузке, приложенной к верхнему поясу	к нижнему поясу	при наличии промежуточных закреплений верхнего пояса независимо от места приложения нагрузки
Сварные	2	I8	28	22	I9	30	23
	4	I6	26	I9	I8	27	2I
	6	I5	24	I8	I6	25	I9
Клепаные	2	2I	30	24	30	42	33
	4	I8	28	2I	25	35	27
	6	I6	25	I0	2I	32	24

Обозначения, принятые в табл.7.

l - расчетная длина балки, равная расстоянию между точками закрепления сжатого пояса от поперечных смещений (узлы продольных связей, точки опирания ребер жесткого настила) или расстоянию между поперечными связями, препятствующими повороту сечения балки; при отсутствии закреплений l - пролет балки;

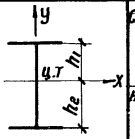
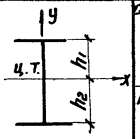
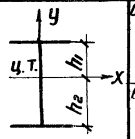
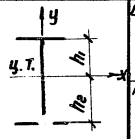
b и δ_1 - ширина и толщина сжатого пояса;

h - полная высота сечения балки.

Примечание: Для балок из стали других марок, указанные значения l/b умножаются на $\frac{2100}{R}$

Примеры проверки общей устойчивости балок.

Таблица 8

Вид загружения	Сечение балки	Тип сечения	Пролет балки в м.	$J_к$ см⁴	J_1 см⁴	J_2 см⁴	h_1 см	h_2 см	n	α_1	ψ	$\varphi_б$	$\varphi_{бн}$	$\varphi'_б$	$\varphi'_{бн}$	$\varphi''_б$
Сосредоточенная нагрузка по верхнему поясу		Симметричное -450×20 -1590×14 -450×20	12.0	500	15200	15200	80.5	80.5	0.447	1.46	1.9	0.634	0.634	—	—	—
		Несимметричное -350×12 -800×10 -200×8	6.0	62.8	4287	533	3.29	48.1	0.89	2.92	2.47	1.35	1.98	0.973	1.0	0.94
Сосредоточенная нагрузка по нижнему поясу		Симметричное -450×20 -1590×14 -450×20	12.0	500	15200	1520	80.5	80.5	0.447	1.46	5.18	1.73	1.73	1.0	1.0	1.0
		Несимметричное -350×12 -800×10 -200×8	6.0	62.8	4287	533	32.9	48.1	0.89	2.92	7.37	4.06	5.93	1.0	1.0	0.963
Распределенная нагрузка по верхнему поясу		Симметричное -450×20 -1590×14 -450×20	12.0	500	15200	15200	80.5	80.5	0.447	1.46	1.89	0.612	0.612	—	—	—
		Несимметричное -350×12 -800×10 -200×8	6.0	62.8	4287	533	32.9	48.1	0.89	2.92	2.31	1.27	1.87	0.96	1.0	0.95
Распределенная нагрузка по нижнему поясу		Симметричное -450×20 -1590×14 -450×20	12.0	500	15200	15200	80.5	80.5	0.447	1.46	3.96	1.32	1.32	0.967	0.967	0.965
		Несимметричное -350×12 -800×10 -200×8	6.0	62.8	4287	533	32.9	48.1	0.89	2.92	6.09	3.35	4.9	1.0	1.0	0.96

Приложение 4.III

Указания по расчету подкрановых ферм

Приближенный расчет подкрановых ферм рекомендуется производить следующим образом:

I. Для определения нормальных усилий принимается условная расчетная схема, представляющая собой фермы с шарнирными узлами. При этом линия центрировки раскосов совмещается с осью верхнего пояса подкрановой фермы (рис.I).

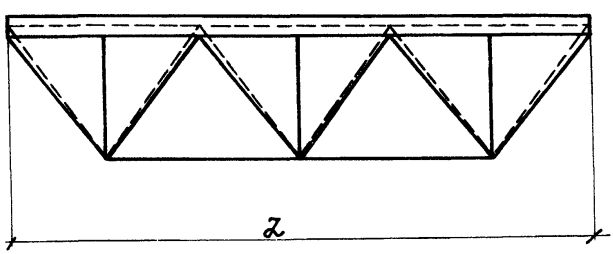


Рис.I.

2. При помощи линий влияния для условной расчетной схемы определяются нормальные усилия во всех элементах фермы.

Как правило, верхний пояс подкрановой фермы проектируется без перемены сечения, в этом случае в верхнем поясе усилия определяются при установке грузов, соответствующей максимальным нормальным усилиям и моментам в наиболее напряженной панели.

В остальных панелях верхнего пояса усилия вычисляются при этой же установке грузов.

3. Определяется максимальный изгибающий момент в верхнем поясе, являющийся суммой следующих моментов:

а) момента M_1 в неразрезной балке на жестких опорах;

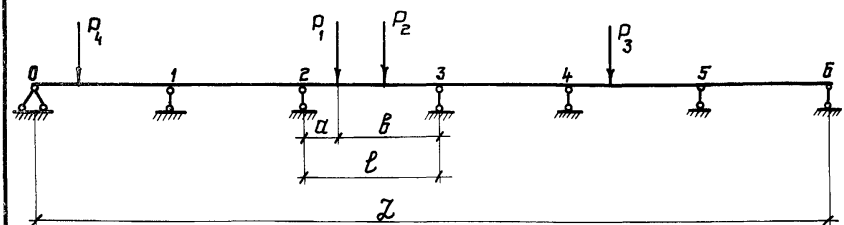
б) момента M_2, возникающего вследствие прогиба фермы;

в) момента M_3 от внецентренного примыкания элементов решетки к верхнему поясу.

4. Для определения момента M_1, в неразрезной балке (рис.2) вначале вычисляются опорные моменты по формулам:

$$M_2 = 0{,}5\left(M_2^a + 0{,}27\,M_3^a\right)$$

$$M_3 = 0{,}5\left(M_3^a + 0{,}27\,M_2^a\right)$$



Здесь M^0_2 и M^0_3 – опорные моменты на опорах 2 и 3 в предположении их полного защемления.

Например, для груза P_I эти моменты равны:

$$\mu^0_2 = \frac{P_1 \cdot a \cdot b^2}{l^2} \quad ; \quad M^0_3 = \frac{P_1 \cdot a^2 \cdot b}{l^2}$$

Влияние грузов в других панелях может быть учтено по тем же формулам, например:

$$M_4 = 0{,}5 \ (M^0_4 + 0{,}27\ M^0_5)$$

$$M_3 = -0{,}27\ M_4$$

$$M_2 = -0{,}27\ M_3$$

где: M^0_4 и M^0_5 – опорные моменты на опорах 4 и 5 в предположении их полного защемления.

После вычисления опорных моментов определяется момент $\mathcal{M}_1$ в пролете.

5. Момент $\mathcal{M}_2$ определяется по формуле:

где:
$$\mathcal{M}_2 = \frac{M_x \cdot J_b}{0{,}6 \cdot J_x}$$

M_x – момент в разрезной балке пролетом l при принятой установке грузов для рассматриваемого сечения;

$J_в$ - момент инерции сечения верхнего пояса подкрановой фермы;

J_z - момент инерции сечения фермы, определяемый по формуле:

$$J_z = F \cdot h^2 \frac{\alpha}{(1+\alpha)^2}$$

где:

F - суммарная площадь сечений верхнего и нижнего поясов подкрановой фермы;

h - высота фермы (расстояние между центрами тяжести поясов)

$\alpha = \frac{a}{b} \leq 1$ - отношение расстояний (меньшего к большему) от центра тяжести подкрановой фермы до осей поясов.

6. Момент $M_з$, учитывающий внецентренное примыкание решетки , может быть вычислен путем суммирования ординат эпюр от узловых моментов.

Узловые моменты (рис.3а) определяются по формулам:

$$\overline{M}_0 = O_1 \cdot e ;$$
$$\overline{M}_2 = (O_2 - O_1) \cdot e ;$$
$$\overline{M}_4 = (O_2 - O_3) \cdot e ;$$
$$\overline{M}_6 = O_3 \cdot e ;$$

где:

O_I, O_2, O_3 - нормальные усилия в верхнем поясе подкрановой фермы при данной установке грузов.

e - эксцентриситет.

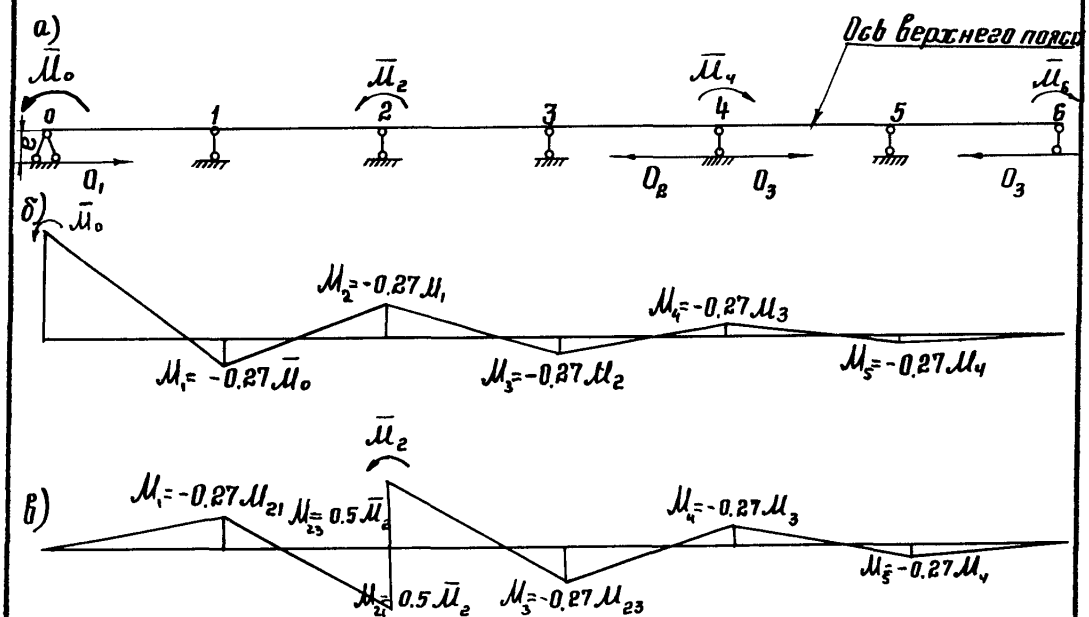

а)
Ось верхнего пояса
0
1
2
3
4
5
6
O_1
O_2
O_3
O_3
б)
$M_2 = -0.27 M_1$
$M_4 = -0.27 M_3$
$M_1 = -0.27 M_0$
$M_3 = -0.27 M_2$
$M_5 = -0.27 M_4$
в)
$M_1 = -0.27 M_{21}$
$M_{23} = 0.5 \bar{M}_2$
$M_4 = -0.27 M_3$
$M_5 = -0.27 M_4$
$M_{21} = 0.5 \bar{M}_2$
$M_3 = -0.27 M_{23}$

Рис.3.

Опорные моменты от узлового момента, приложенного к крайней опоре (рис. 3б), определяются по формулам:

$$M_I = -0{,}27\,\bar{M}_0; \quad M_2 = -0{,}27 M_I ; \quad M_3 = -0{,}27 M_2$$ и т.д.

Опорные моменты от узлового момента, приложенного к средней опоре (рис. 3в) , определяются по формулам:

$$M_{23} = M_{2I} = 0{,}5\,\bar{M}_2 ; \quad M_{32} = -0{,}27 M_{23}$$ и т.д.

После определения опорных моментов вычисляется момент в пролете $-\mathcal{M}_3$.

7. Окончательно, максимальный изгибающий момент в верхнем поясе подкрановой фермы равен:

$$\mathcal{M} = \mathcal{M}_1 + \mathcal{M}_2 + \mathcal{M}_3$$

В случаях, когда внецентренное примыкание решетки оказывает разгружающее влияние, рекомендуется момент $\mathcal{M}_3$ не учитывать.

8. В случае перемены сечения в верхнем поясе аналогичный расчет следует производить для каждого из участков, где такая перемена сечения имеет место.

Приложение 4.IУ

Указания по расчету подкраново-подстропильных ферм

Определение нагрузок

I. Расчет подкраново-подстропильной фермы производится:

а) на вертикальные нагрузки, приложенные в центре изгиба поперечного сечения нижнего коробчатого пояса;

б) на горизонтальные нагрузки, приложенные там же;

в) на крутящий момент, вызванный переносом вертикальных и горизонтальных нагрузок из фактического места их приложения в центр изгиба.

2. Определение нагрузок на подкраново-подстропильные фермы производится в соответствии с указаниями главы 4.2 настоящего раздела, при этом количество учитываемых кранов следует принимать не менее четырех при расчете на вертикальную нагрузку и не менее двух - при расчете на горизонтальную.

Определение усилий от вертикальной и горизонтальной нагрузок (приложенных в центре изгиба поперечного сечения нижнего коробчатого пояса)

3. Определение усилий в подкраново-подстропильной ферме от вертикальной нагрузки точным методом производится в соответствии с указаниями главы 4.4.

Приближенный расчет производится в соответствии с указаниями приложения II настоящего раздела.

4. Определение усилий от горизонтальной нагрузки в нижнем жестком поясе производится также как для однопролетной балки; при этом за пролет балки принимается пролет подкрановоподстропильной фермы.

Прочие элементы фермы на горизонтальную нагрузку не рассчитываются.

Определение усилий и деформаций от крутящего момента

5. Для определения усилий и деформаций от крутящего момента принимается условная схема, в которой не учитывается жесткость решетки, а учитывается только жесткий (коробчатый) нижний пояс. При этом для сечений в пролете принимается схема, у которой оба конца шарнирно оперты относительно депланации сечения (рис.I), а для опорных сечений принимается, что оба конца заделаны относительно депланации (рис.2).

6. Определение усилий производится путем загружения линии влияния кранами, при этом количество кранов принимается в соответствии с пунктом I, а величины расчетных нагрузок - по указаниям главы 4.2.

Величину внешнего крутящего момента $M_{кр.}$ принимаем равной сумме произведений расчетных вертикального и горизонтального давлений на соответствующие расстояния от их плоскостей действия до центра изгиба.

7. Построение линий влияния усилий и угла закручивания в пролетных сечениях производится по рис.I, на котором приведены формулы для вычисления ординат линий влияния на участках слева и справа от рассматриваемого сечения.

В этих формулах: K -изгибно-крутильная характеристика, определяемая по табл.I.

μ - коэффициент депланации, определяемый по табл.I.

8. Построение линий влияния усилий для опорного сечения следует производить по рис.2, на котором приведены соответствующие формулы, необходимые для вычисления ординат этих линий влияния.

9. При определении скалывающих напряжений допускается принимать момент от чистого кручения равным внешнему моменту, т.е. считая, что изгибно-крутящий момент условно равен нулю ($M_\omega = 0$).

I0. Элементы решетки следует рассчитывать на дополнительный изгибающий момент по формуле:

$$M = \frac{3\psi EJ}{\ell}$$

где: ψ - угол закручивания сечения жесткого пояса в месте примыкания рассматриваемого элемента решетки, определяемый загружением линии влияния по рис.I.

J - момент инерции поперечного сечения элемента решетки в плоскости действия крутящего момента.

ℓ - геометрическая длина стержня.

II. Продольный $B_{\varepsilon\omega}$ и поперечный Q бимоменты определяются при расчете коробчатой балки как тонкостенной оболочки, имеющей опорные и промежуточные диафрагмы, препятствующие искажению контура, без учета сдвигов.

I2. Расчетные усилия определяются как для многопролетной неразрезной балки, где за длину пролета (ℓ_1) принимается расстояние между диафрагмами. При этом для крайних пролетов многопролетной балки принимаются усилия в первом пролете 4-х пролетной балки, а для всех средних пролетов - усилия второго пролета 4-х пролетной балки.

I3. Продольный бимомент $B_{\varepsilon\omega}$ определяется так же, как изгибающий момент в неразрезной балке; при этом за нагрузку принимается максимальный внешний крутящий момент, определяемый по указаниям п.6, взятый с обратным знаком.

I4. Поперечный бимомент Q определяется так же, как поперечная сила в неразрезной балке; при этом принимается также нагрузка, что и в п.I3, но взятая со своим знаком.

I5. Расчетные бимоменты определяются в пролете (между диафрагмами) и на опоре при наихудшем сочетании нагрузок.

I6. Геометрические характеристики жесткого пояса определяются по указаниям табл.I.

Определение дополнительных напряжений в элементах подкраново-подстропильной фермы

17. Дополнительные нормальные напряжения в нижнем коробчатом поясе от изгибо-крутящего продольного бимомента определяются по формуле:

$$\sigma_{доп.} = \frac{(\sigma_{1\omega} + \sigma_{2\omega}\sqrt{\mu})\,\bar{\omega}}{J_\omega};$$

где: $\bar{\omega}$, μ, J_ω и $\sigma_{1\omega}$ определяются по табл. I и п.7, а $\sigma_{2\omega}$ - в соответствии с п.п.II-I5.

Дополнительные касательные напряжения определяются по формуле:

$$\tau_{доп.} = \frac{M_{кр} \cdot \rho}{J_d \cdot \delta} + \frac{M_\omega \cdot \bar{S}_\omega}{J_\omega \cdot \delta} + \frac{Q}{\Omega\delta};$$

где: $M_{кр}$, ρ, M_ω, $\bar{S}_\omega$, J_d и J_ω определяются по табл.I.

$\Omega = 2bh$ - удвоенная площадь контура;

δ - толщина соответствующей стенки балки

Q - поперечный изгибно-крутильный бимомент, определяемый по п.п. II-I5.

Допускается определение дополнительных касательных напряжений по упрощенной формуле: $\tau_{доп.} = \frac{M_z}{\Omega\delta} + \frac{Q}{\Omega\delta}$;

M_z - крутящий момент в рассматриваемом сечении, определяемый загружением линии влияния по рис.I.

Для случаев, где отношения $\frac{b}{\delta_в}$; $\frac{b}{\delta_п}$; $\frac{h}{\delta_л}$; $\frac{h}{\delta_п}$; отличаются от среднего их значения не более, чем на 20%, допускается учет нормальных напряжений от изгибо-крутящего бимомента

($\sigma_{доп.}$) производить введением дополнительного коэффициента условий работы $m_2 = 0{,}9$.

I8. Основные напряжения от вертикальных и горизонтальных нагрузок определяются по указаниям главы 4.6.

I9. Напряжения в верхнем поясе, а также основные и дополнительные напряжения в элементах решетки определяются по указаниям главы 4.6.

Расчет диафрагм

20. Диафрагмы, препятствующие искажению контура, рассчитываются на восприятие касательных потоков, действующих в месте примыкания диафрагм к поясам и стенкам контура по формуле:

$$t = \frac{Q}{\Omega \Delta}$$

где: Ω определяются по табл. I и п.I7, а Q определяется по п.п. II-I5

Δ – толщина диафрагмы.

2I. Проверка устойчивости сплошной диафрагмы производится как для пластинки, подверженной действию касательных напряжений по её контуру по формуле: $\tau \leq m\tau_0$

где: $\tau_0 = \left(1.25 + \frac{0.95}{y^2}\right)\left(\frac{100\delta}{b}\right)^2 \times 1000\ кг/см^2$

τ_0 – критическое напряжение.

y – отношение большой стороны диафрагмы к меньшей

b - меньшая сторона диафрагмы

$m=0,9$ - коэффициент условий работы.

22. При сквозной диафрагме и при равных сечениях стержней принимаем, что сдвигающие усилия распределяются поровну между узлами, а усилие в раскосе равно:

$$S_p = \frac{Q}{2\Omega}\sqrt{h^2+b^2}$$

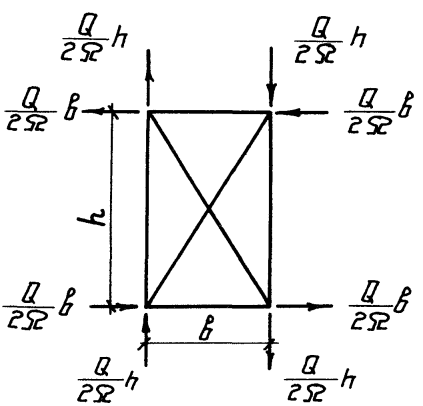
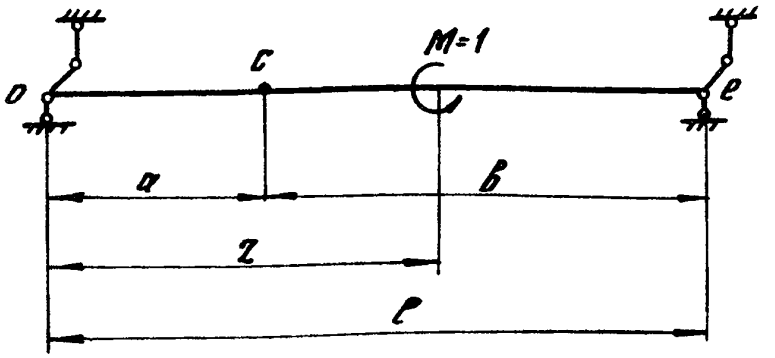
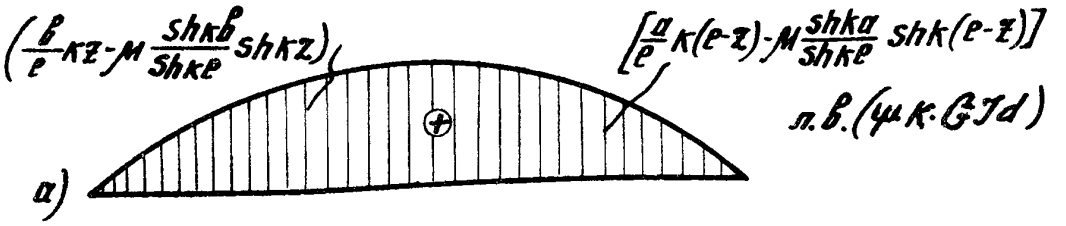
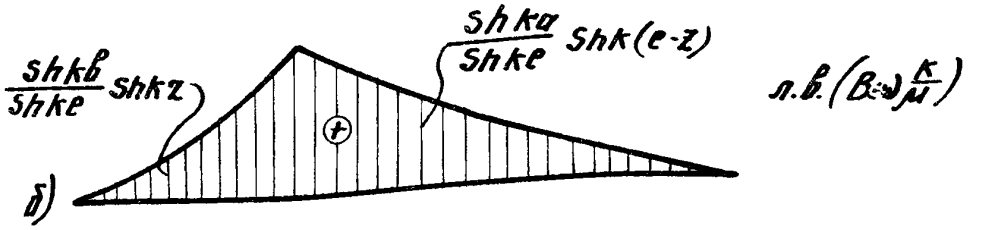


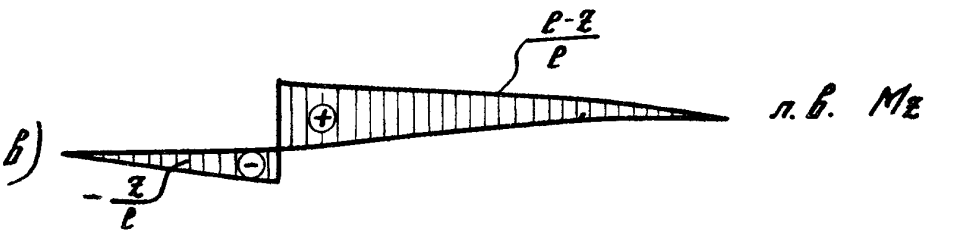
Рис.3

Линии влияния ψ, $B_{1\omega}$, M_z и M_ω в точке „С" (в пролетном сечении балки)









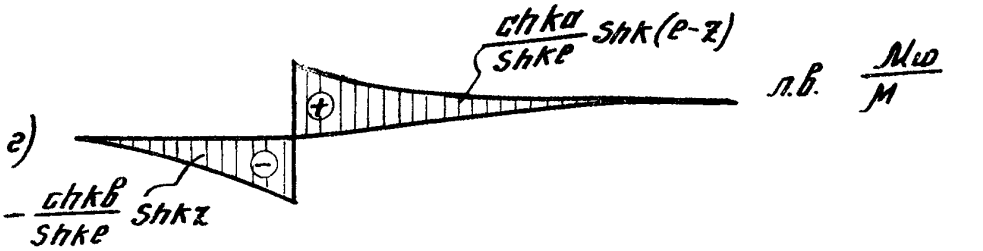
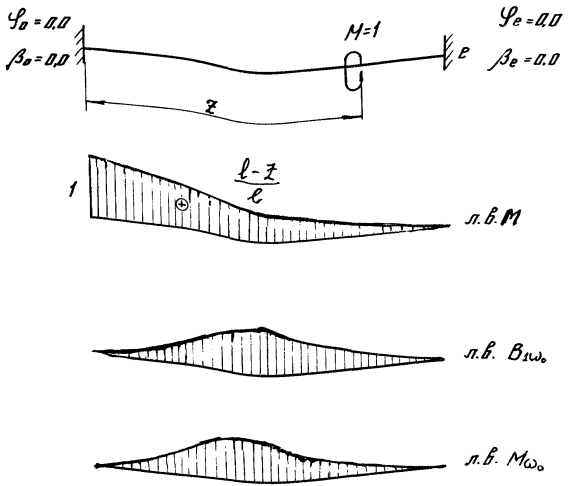


Рис. 1.

Линии влияния M; $B_{1\omega_0}$; $M\omega_0$ в опорном сечении балки



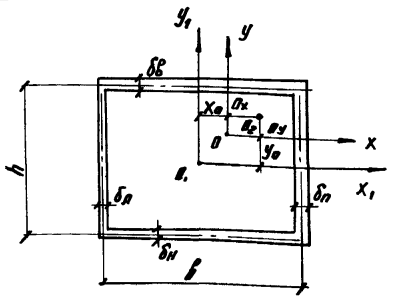
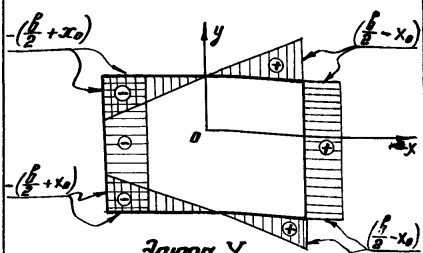
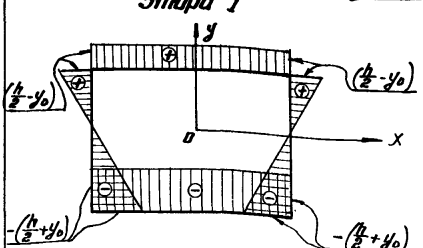
$$B_{1\omega_0} = \frac{(1-ch\kappa e)[(e-z)-\frac{M}{K}sh\kappa(e-z)]-(e-\frac{M}{K}sh\kappa e)[1-ch\kappa(e-z)]}{2(1-ch\kappa e)+\frac{K}{M}e\,sh\kappa e}$$

$$M\omega_0 = M M_0 = M\frac{(1-ch\kappa e)[1-ch\kappa(e-z)]+\frac{K}{M}sh\kappa e[e-z-\frac{M}{K}sh\kappa(e-z)]}{2(1-ch\kappa e)+\frac{K}{M}e\,sh\kappa e} - M\frac{(e-z)}{e};$$

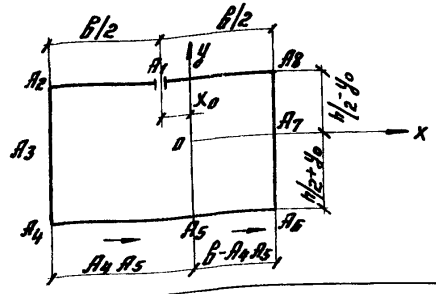
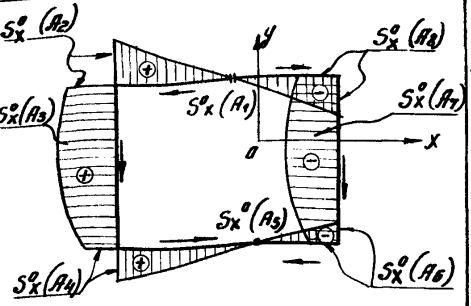
Рис. 2

Определение геометрических характеристик коробчатого сечения

Таблица 1

1	2	3	4
	Определяемые характеристики	Схемы и формулы для определения геометрических характеристик	Примечания
	Сечение жесткого пояса. Обозначения и система координат		O_1 - середина сечения. O_2 - центр изгиба сечения. O - центр тяжести
	Площадь поперечного сечения	$F = h(\delta_л + \delta_п) + b(\delta_в + \delta_н)$	
	Центр тяжести сечения	$x_0 = \frac{bh}{2F}(\delta_п - \delta_л)$; $y_0 = \frac{bh}{2F}(\delta_в - \delta_н)$	
	Эпюры координат x и y	Эпюра x  Эпюра y 	

Продолжение табл. 1

1	2	3	4
Определение абсциссы центра изгиба	Основная система и обозначения		
	Эпюра статических моментов S_x^0 в основной системе $S_x^0=\int y\,dF=$ $=\Sigma\delta\int y\,ds$;		Обход эпюры ведется от точки (A_1) против часовой стрелки

$$S_x^0(A_1)=0;$$

$$S_x^0(A_2)=\left(\frac{h}{2}-y_0\right)\frac{b}{2}\delta_B;$$

$$S_x^0(A_3)=S_x(A_2)+\frac{1}{2}\left(\frac{h}{2}-y_0\right)^2\delta_n;$$

$$S_x^0(A_4)=S_x^0(A_3)-\frac{1}{2}\left(\frac{h}{2}+y_0\right)^2\delta_n;$$

$$S_x^0(A_5)=0$$

$$S_x^0(A_4)-\left(\frac{h}{2}+y_0\right)\delta_H\cdot\overrightarrow{(A_4A_5)}=0$$

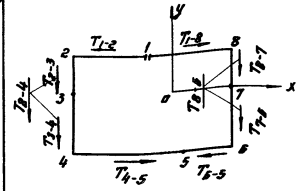
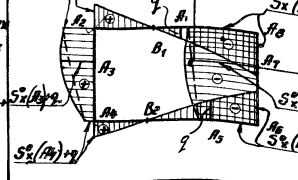
$$\overrightarrow{A_4A_5}=\frac{S^0(A_4)}{\left(\frac{h}{2}+y_0\right)\delta_H}$$

$$S_x^0(A_6)=-\left(\frac{h}{2}+y_0\right)\left(b-\overrightarrow{A_4A_5}\right)\delta_H$$

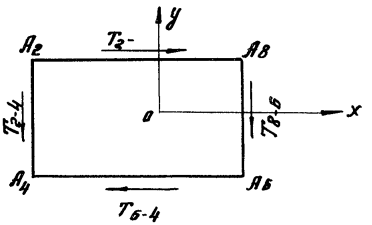
$$S_x^0(A_7)=S_x^0(A_6)-\frac{1}{2}\left(\frac{h}{2}+y_0\right)^2\delta_H$$

$$S_x^0(A_8)=S_x^0(A_7)+\frac{1}{2}\left(\frac{h}{2}-y_0\right)^2\delta_H$$

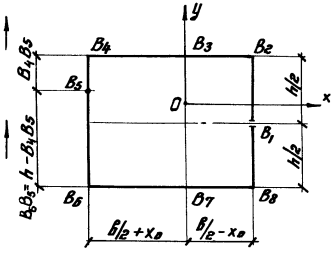
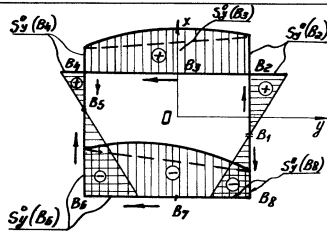
продолжение табл. 1

1	2	3	4
Определение абсциссы центра изгиба.	Участковые площади $T_x^0 = \oint S_x^0 ds$	 $T_x^0(1-2) = \frac{1}{2} S_x^0(A_2) \frac{b}{2}$ $T_x^0(2-4) = \frac{S_x^0(A_2) + S_x^0(A_4)}{2} h + \frac{2}{3} \cdot \frac{1}{2} \left(\frac{h}{2} - y_0\right)^2 \delta_{л} h$ $T_x^0(4-5) = \frac{1}{2} S_x^0(A_4) \cdot (A_4 A_5)$ $T_x^0(5-6) = \frac{1}{2} S_x^0(A_5) \cdot (B - A_4 A_5)$ $T_x^0(6-8) = \frac{S_x^0(A_6) + S_x^0(A_8)}{2} h - \frac{2}{3} \frac{1}{2} \left(\frac{h}{2} + y_0\right)^2 \delta_{п} h$ $T_x^0(8-1) = \frac{1}{2} S_x^0(A_8) \frac{b}{2}$	
	Единичный поток касательных напряжений $q = -t_x \frac{J_x}{J_y} = -\frac{\oint S_x^0 \frac{ds}{\delta}}{\oint \frac{ds}{\delta}}$	$q = -\left[\frac{\left(T_x^0(1-2) + T_x^0(8-1)\right)\frac{1}{\delta_B} + T_x^0(2-4)\frac{1}{\delta_л}}{b\left(\frac{1}{\delta_B} + \frac{1}{\delta_H}\right) + h\left(\frac{1}{\delta_л} + \frac{1}{\delta_п}\right)} + \right.$ $\left. + \frac{T_x^0(6-8)\frac{1}{\delta_п} + \left(T_x^0(4-5) + T_x^0(5-6)\right)\frac{1}{\delta_H}}{b\left(\frac{1}{\delta_B} + \frac{1}{\delta_H}\right) + h\left(\frac{1}{\delta_л} + \frac{1}{\delta_п}\right)} \right]$;	Закон распределения потока касательных напряжений зависит только от формы сечения; $\oint S_x^0 \frac{ds}{\delta}$ - приведенная площадь эпюры статических моментов; $\oint \frac{ds}{\delta}$ - приведенный периметр контура
	Эпюра главных статических моментов S_x $S_x(A_n) = S_x^0(A_n) + q$		

Продолжение табл. 1

1	2	3	4
Определение абсциссы центра изгиба	Участковые площади от главных статических моментов	 $T^x_{2-8} = \frac{S_x(A_8) + S_x(A_2)}{2}\delta$ $T^x_{8-6} = + \frac{S_x(A_8) + S_x(A_6)}{2} h -$ $- \frac{2}{3} \cdot \frac{1}{2}\left(\frac{h}{2} + y_0\right)^2 \delta_n h.$ $T^x_{6-4} = \frac{S_x(A_8) + S_x(A_4)}{2}\delta$ $T^x_{2-4} = \frac{S_x(A_2) + S_x(A_4)}{2} h +$ $+ \frac{2}{3}\frac{1}{2}\left(\frac{h}{2} - y_0\right)^2 \delta_n h$	
	Осевой момент инерции $J_x = \Sigma\delta\int y^2 ds$	$J_x = \left(\frac{h}{2} - y_0\right)^2 \delta\delta_B + \left(\frac{h}{2} + y_0\right)^2 \delta\delta_H +$ $+ \frac{1}{3}\left(\frac{h}{2} - y_0\right)^3 (\delta_n + \delta_n) +$ $+ \frac{1}{3}\left(\frac{h}{2} + y_0\right)^3 (\delta_n + \delta_n);$	
	Абсцисса центра изгиба $a_x = -\frac{\Sigma T_x \cdot z}{J_x}$	$a_x = -\frac{1}{J_x}\left[T^x_{2-4}\left(\frac{b}{2} + x_0\right) + T^x_{2-8}\left(\frac{h}{2} - y_0\right) +\right.$ $\left. + T^x_{8-6}\left(\frac{b}{2} - x_0\right) + T^x_{6-4}\left(\frac{h}{2} + y_0\right)\right];$	

Продолжение табл.1

1	2	3	4
Определение координаты центра изгиба.	Основная система и обозначения		
	Эпюра статических моментов S^0_y в основной системе $S^0_y = \int x\,dF = \sum \delta \int x\,ds$		

$$S^0_y(B_1) = 0.0$$

$$S^0_y(B_2) = \left(\frac{b}{2} - x_0\right)\frac{h}{2}\,\delta_n$$

$$S^0_y(B_3) = S^0_y(B_2) + \frac{1}{2}\left(\frac{b}{2} - x_0\right)^2 \delta_B$$

$$S^0_y(B_4) = S^0_y(B_3) - \frac{1}{2}\left(\frac{b}{2} + x_0\right)^2 \delta_B$$

$$S^0_y(B_5) = 0.0$$

$$S^0_y(B_4) - \left(\frac{b}{2} + x_0\right)\delta_n\left(\overrightarrow{B_4 B_5}\right) = 0$$

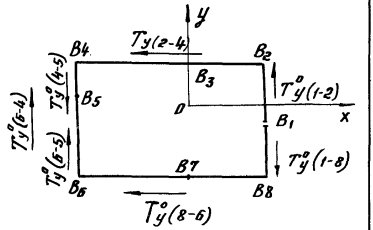
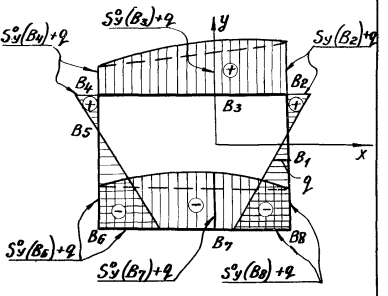
$$\overrightarrow{B_4 B_5} = \frac{S^0_y(B_4)}{\left(\frac{b}{2} + x_0\right)\delta_n};$$

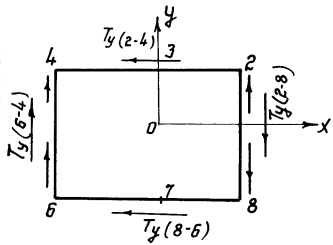
$$S^0_y(B_6) = -\left(\frac{b}{2} + x_0\right)\left(h - \overrightarrow{B_4 B_5}\right)\delta_n$$

$$S^0_y(B_7) = S^0_y(B_6) - \frac{1}{2}\left(\frac{b}{2} + x_0\right)^2 \delta_H$$

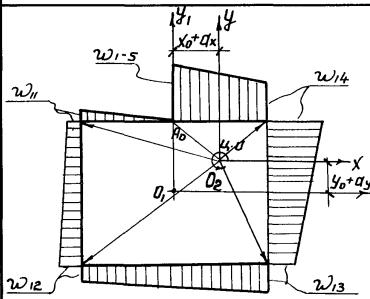
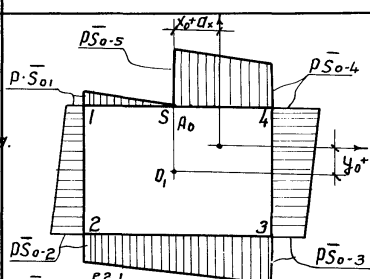
$$S^0_y(B_8) = S^0_y(B_7) + \frac{1}{2}\left(\frac{b}{2} - x_0\right)^2 \delta_H$$

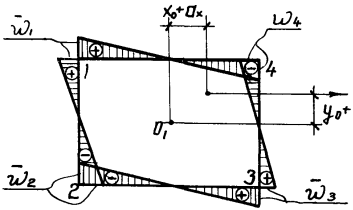
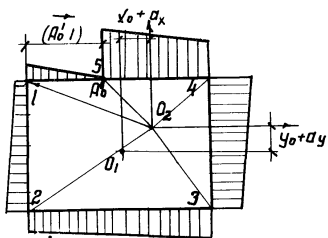
Продолжение табл. 1

1	2	3	4
Определение координаты центра изгиба	Участковые площади $T_y^0 = \oint S_y^0 ds$	 $T_{y(4-2)}^0 = \frac{b}{2}\left[S_y^0(B_2)+S_y^0(B_4)\right]+\frac{2}{3}\cdot\frac{1}{2}\left(\frac{b}{2}-x_0\right)^2\delta_{вв}b$ $T_y^0(6-4) = \frac{1}{2}\left[S_y^0(B_6)+S_y^0(B_4)\right]h$ $T_y^0(8-6) = \frac{1}{2}\left[S_y^0(B_8)+S_y^0(B_6)\right]b-\frac{2}{3}\cdot\frac{1}{2}\left(\frac{b}{2}+x_0\right)^2\delta_{нв}b$ $T_y^0/8-2/ = 0$	
	Единичный поток касательных напряжений $q = -\frac{\oint S_x \frac{ds}{\delta}}{\oint \frac{ds}{\delta}}$	$q = -\frac{T_y^0(2-4)\frac{1}{\delta_в} + T_y^0(6-4)\frac{1}{\delta_л} + T_y^0(8-6)\frac{1}{\delta_н}}{b\left(\frac{1}{\delta_в}+\frac{1}{\delta_н}\right)+h\left(\frac{1}{\delta_л}+\frac{1}{\delta_п}\right)}$	
	Эпюра главных статических моментов $S_y(B_n) = S_y^0(B_n) + q$		

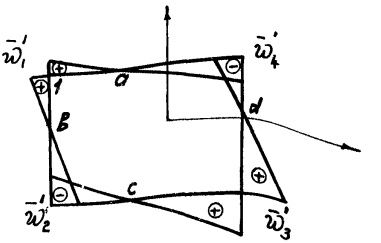
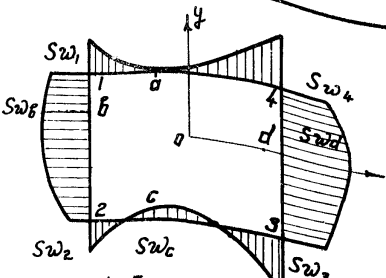
1	2	3	4
Определение ординаты центра изгиба.	Участковые площади от главных статических моментов.	 $T_{y(2-4)} = \frac{S_y(B_2)+S_y(B_4)}{2}\delta_\beta + \frac{2}{3}\frac{1}{2}\left(\frac{b}{2}-x_0\right)^2\delta_B b$ $T_{y(6-4)} = \frac{S_y(B_4)+S_y(B_6)}{2}h$ $T_{y(6-8)} = \frac{S_y(B_6)+S_y(B_8)}{2}b - \frac{2}{3}\frac{1}{2}\left(\frac{b}{2}+x_0\right)^2\delta_M b$ $T_{y(2-8)} = \frac{S_y(B_2)+S_y(B_8)}{2}h.$	
	Осевой момент инерции $J_y = \Sigma_\delta \int x^2 ds$	$J_y = \frac{1}{3}\left(\frac{b}{2}-x_0\right)^3\delta_B + \frac{1}{3}\left(\frac{b}{2}+x_0\right)^3\delta_B +$ $+ h\left(\frac{b}{2}+x_0\right)^2\delta_\pi + h\left(\frac{b}{2}-x_0\right)^2\delta_\pi +$ $+ \frac{1}{3}\left(\frac{b}{2}+x_0\right)^3\delta_H + \frac{1}{3}\left(\frac{b}{2}-x_0\right)^3\delta_H =$ $= \frac{1}{3}\left(\frac{b}{2}-x_0\right)^3(\delta_B+\delta_H) + \frac{1}{3}\left(\frac{b}{2}+x_0\right)^3 \times$ $\times(\delta_B+\delta_H) + h\left(\frac{b}{2}+x_0\right)^2\delta_\pi + h\left(\frac{b}{2}-x_0\right)^2\delta_\pi$	
	Ордината центра изгиба $a_y = \frac{\Sigma T_y x}{J_y}$	$a_y = \frac{1}{J_y}\left[T_{y(2-4)}\left(\frac{h}{2}-y_0\right) + T_{y(6-4)}\left(\frac{b}{2}+x_0\right) + T_{y(8-6)}\left(\frac{h}{2}+y_0\right) + T_{y(2-8)}\left(\frac{b}{2}-x_0\right)\right]$	

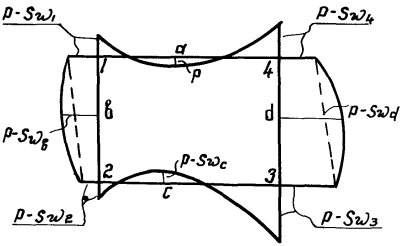
Продолжение табл. 1.

1	2	3	4
Определение характеристик стесненного кручения.	Величины и эпюры секториальных координат контура $\omega = \oint r\,ds$	 $\omega_{11} = \left(\frac{h}{2} - y_0 - a_y\right)\frac{b}{2}$; $\omega_{12} = \omega_{11} + \left(\frac{b}{2} + x_0 + a_x\right)h$; $\omega_{13} = \omega_{12} + \left(\frac{h}{2} + y_0 + a_y\right)b$; $\omega_{14} = \omega_{13} + \left(\frac{b}{2} - x_0 - a_x\right)h$; $\omega_{15} = \omega_{14} + \left(\frac{h}{2} - y_0 - a_y\right)\frac{b}{2} =$ $= \omega_{14} + \omega_{11}$	За полюс принимаем точку совпадающую с центром изгиба. За начало отсчета среднюю точку верхнего элемента.
	Произведение приведенной длины на приведенный радиус контура. $\int \rho\,d\bar{s}$ где $\rho = \frac{2Bh}{\int d\bar{s}} =$ $= \frac{2Bh}{\bar{S}}$	 $\rho\bar{S}_{0-1} = \frac{b^2 h}{\bar{S}\delta_в}$; $\rho\bar{S}_{0-2} = \rho\bar{S}_{0-1} + \frac{2Bh^2}{\bar{S}\delta_л}$; $\rho\bar{S}_{0-3} = \rho\bar{S}_{0-2} + \frac{2b^2 h}{\bar{S}\delta_н}$; $\rho\bar{S}_{0-4} = \rho\bar{S}_{0-3} + \frac{2Bh^2}{\bar{S}\delta_п}$; $\rho\bar{S}_{0-5} = \rho\bar{S}_{0-4} + \frac{b^2 h}{\bar{S}\delta_в}$;	

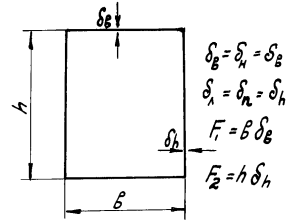
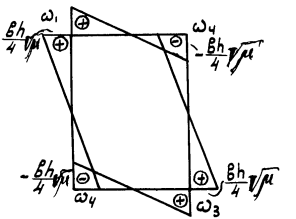
1	2	3	4
Определение характеристик стесненного кручения	Единичная депланация $\bar{\omega} = \omega - s\bar{p}$	 $\bar{\omega}_1 = \omega_{11} - \bar{p}s_{0\text{-}1}$ $\quad \bar{\omega}_3 = \omega_{13} - \bar{p}s_{0\text{-}3}$ $\bar{\omega}_2 = \omega_{12} - \bar{p}s_{0\text{-}2}$ $\quad \bar{\omega}_4 = \omega_{14} - \bar{p}s_{0\text{-}4}$	$\bar{\omega}_1 = -\bar{\omega}_4$
	Координата точки начала отсчета.	$\bar{\omega}_0 = \dfrac{\oint \bar{\omega} dF}{\oint dF} = \dfrac{\sum \delta \oint \bar{\omega} ds}{F}$ $\bar{\omega}_0 = \dfrac{\frac{1}{2}(\bar{\omega}_1+\bar{\omega}_2)h\delta_л}{b(\delta_в+\delta_н)+h(\delta_л+\delta_п)} +$ $+ \dfrac{\frac{1}{2}(\bar{\omega}_3+\bar{\omega}_2)b\delta_н + \frac{1}{2}(\bar{\omega}_3+\bar{\omega}_4)\delta_п h}{b(\delta_в+\delta_н)+h(\delta_л+\delta_п)};$ $\bar{\omega}_0 = \left(\frac{h}{2} - y_0 - a_x\right)(A_0\overrightarrow{A'_0})$ $(\overrightarrow{A_0A'_0}) = \dfrac{\bar{\omega}_0}{\left(\frac{h}{2} - y_0 - a_x\right)}$	
	Эпюры секториальных координат.	 $\bar{\omega}_{11} = \frac{2\omega_{11}}{b} \cdot (A'_0 1)$ $\bar{\omega}_{12} = \omega_{11} + \left(\frac{b}{2} + x_0 + a_x\right)h.$ $\bar{\omega}_{13} = \omega_{12} + \left(\frac{h}{2} + y_0 + a_y\right)b$ $\bar{\omega}_{14} = \omega_{13} + \left(\frac{b}{2} - x_0 - a_x\right)h$ $\bar{\omega}_{15} = \omega_{14} + \frac{2\omega_{11}}{b}(4A'_0).$	За начало отсчета принимается действительная точка начала отсчета. Величина $A_0A'_0$ откладывается по направлению обхода при положительном его значении.

Продолжение табл. 1

1	2	3	4
Определение характеристик стесненного кручения.	Единичная депланация $\bar{w} = \bar{\bar{w}} - \bar{s}\bar{\rho}$	 $\bar{\bar{w}}_1 = \bar{w}_{11} - \rho\bar{s}'_{0-1}$; $\bar{\bar{w}}_2 = \bar{w}_{12} - \rho\bar{s}'_{0-2}$ $\bar{\bar{w}}_3 = \bar{w}_{13} - \rho\bar{s}'_{0-3}$; $\bar{\bar{w}}_4 = \bar{w}_{14} - \rho\bar{s}'_{0-4}$	$\bar{s}'_{ij} = \bar{s}_{ij} - \frac{\overrightarrow{A_0A_0'}}{\delta_B}$ $1a = 1A_0'$
	Секториальный момент инерции $J_\omega = \oint \bar{\bar{w}}^2 dF$	$J_\omega = \sum \delta \int \bar{\bar{w}}^2 ds = \frac{\bar{\bar{w}}_1^2 + \bar{\bar{w}}_1\bar{\bar{w}}_2 + \bar{\bar{w}}_2^2}{3} h\delta_B + \frac{\bar{\bar{w}}_2^2 + \bar{\bar{w}}_2\bar{\bar{w}}_3 + \bar{\bar{w}}_3^2}{3} b\delta_H + \frac{\bar{\bar{w}}_3^2 + \bar{\bar{w}}_3\bar{\bar{w}}_4 + \bar{\bar{w}}_4^2}{3} h\delta_A + \frac{\bar{\bar{w}}_4^2 + \bar{\bar{w}}_4\bar{\bar{w}}_1 + \bar{\bar{w}}_1^2}{3} b\delta_H$	
	Секториальный статический момент сечения $S_{\bar{\omega}} = \int \bar{\bar{w}}\, dF = \sum \delta \int \bar{\bar{w}}\, ds$	 1) $Sw_1 = \frac{1}{2}\bar{\bar{w}}_1(\overrightarrow{1a})\delta_B$; 2) $Sw_2 = Sw_B + \frac{1}{2}\bar{\bar{w}}_2(\overrightarrow{B2})\delta_A$; 3) $Sw_3 = Sw_c + \frac{1}{2}\bar{\bar{w}}_3(\overrightarrow{c3})\delta_H$; 4) $Sw_4 = Sw_d + \frac{1}{2}\bar{\bar{w}}_4(\overrightarrow{d4})\delta_B$; 8) $Sw_B = Sw_1 + \frac{1}{2}\bar{\bar{w}}_1(\overrightarrow{1B})\delta_A$; c) $Sw_c = Sw_2 + \frac{1}{2}\bar{\bar{w}}_2(\overrightarrow{2c})\delta_H$; d) $Sw_d = Sw_3 + \frac{1}{2}\bar{\bar{w}}_3(\overrightarrow{3d})\delta_B$; a) $Sw_a = 0$.	Знаки $\bar{\bar{w}}_i$ принимаются по эпюре единичной депланации

1	2	3	4
Определение характеристик стесненного кручения.	Приведенная площадь эпюры секториальных статических моментов $\phi S w d\bar{s} = \sum_i \frac{1}{\delta} \int S w ds$	$T_{a-1} = \frac{1}{2} S w_1 (1\vec{a}) \frac{1}{\delta_в} - \frac{2}{3} \frac{\bar{w}_1}{2} (1\vec{a})^2$ $T_{1-2} = \frac{S w_1 + S w_2}{2} \frac{h}{\delta_л} + \frac{2}{3} \cdot \frac{1}{2} \bar{w}_1 (1\vec{в}) h$ $T_{2-c} = \frac{S w_2 + S w_c}{2} \frac{2\vec{c}}{\delta_н} - \frac{2}{3} \frac{1}{2} \bar{w}_2 (2\vec{c})^2$ $T_{c-3} = \frac{S w_c + S w_3}{2} \frac{\vec{c3}}{\delta_н} - \frac{2}{3} \cdot \frac{1}{2} \bar{w}_3 (c3)^2$ $T_{3-4} = \frac{S w_3 + S w_4}{2} \frac{h}{\delta_к} + \frac{2}{3} \cdot \frac{1}{2} \bar{w}_3 (3\vec{d}) h$ $T_{4-a} = \frac{1}{2} S w_4 (4\vec{a}) \frac{1}{\delta_в} - \frac{2}{3} \cdot \frac{1}{2} \bar{w}_4 (4a)^2$	
Поток касательных усилий $\bar{p}$ в точке $\underline{a}$	$\bar{p} = \frac{\phi S w d\bar{s}}{\phi \frac{ds}{\delta}} = \frac{T_{a-1} + T_{1-2} + T_{2-c} + T_{c-3} + T_{3-4} + T_{4-a}}{в\left(\frac{1}{\delta_в} + \frac{1}{\delta_н}\right) + h\left(\frac{1}{\delta_л} + \frac{1}{\delta_к}\right)}$		
Эпюра главного секториального момента $S_{\bar{w}} = S_w - p$			
Момент инерции чистого кручения J_d	$J_d = \frac{4 в^2 h^2}{в\left(\frac{1}{\delta_в} + \frac{1}{\delta_н}\right) + h\left(\frac{1}{\delta_л} + \frac{1}{\delta_п}\right)}$		
Направленный момент инерции $J_c = \oint r^2 dF = \sum_i \delta r^2 s$	$J_c = \delta_в в \left(\frac{h}{2} - y_0 - a_y\right)^2 + \delta_н \cdot в\left(\frac{h}{2} + y_0 + a_y\right)^2 +$ $+ \delta_л h \left(\frac{в}{2} + x_0 + a_x\right)^2 + \delta_п h \left(\frac{в}{2} - x_0 - a_x\right)^2.$		r - перпендикуляр опущенный на рассматриваемую сторону сечения из центра изгиба.

Продолжение табл. 1

1	2	3	4
Определение характеристик стесненного кручения.	Коэффициент депланации	$M = 1 - \frac{J_d}{J_c}$	
	Изгибокрутильная характеристика.	$K = \sqrt{\frac{G J_d M}{E J_\omega}}$;	
	Геометрические характеристики симметричного сечения		
	Единичная депланация ω	  $J_\omega = \frac{b^2h^2}{24}\left(F_1 + F_2\right)\mu$ $J_d = \frac{2F_1F_2bh}{b\delta_h + h\delta_в}$; $J_c = F_1\frac{h^2}{2} + F_2\frac{b^2}{2}$;	

Приложение 4.У

Рекомендуемая методика подбора сечений подкрановых балок

Подбор балок сплошного сечения надлежит осуществлять в следующем порядке:

I. В соответствии с указаниями п. 4.4.I2 определяются расчетные усилия M расч, M_T мест. расч. M_T расч., N_T расч. Q расч., P расч. для проверки на устойчивость стенки и на прочность всего рассматриваемого сечения.

2. Из условия допустимого прогиба определяется минимально-допустимая высота балки.

$$h = \frac{k\sigma(1+\alpha_1)}{E\Pi} \cdot \frac{L^2}{f} \qquad (1)$$

где: $\frac{f}{L}$ – предельный прогиб подкрановых балок принимаемый по табл. 4.I2.

L, σ, k, Π, E – величины, принимаемые в соответствии с указанием п. 4:6:9.

α_1 – коэффициент ассиметрии, принимаемый равным:

- 0,8 – при отсутствии тормозных устройств;
- 0,9 – при сквозной тормозной конструкции;
- 0,95 – при сплошной тормозной конструкции.

3. Из условия обеспечения прочности по нормальным напряжениям определяется площадь сечения:

$$F = 1{,}7\sqrt[3]{\frac{W_0^2(1+\alpha_1)^2}{S\cdot\alpha_1^2}} \qquad (2)$$

где: $W_0 = \frac{M_{расч.}}{R}$

M расч. - определяется согласно п.4.4.12 при проверке на прочность;

R - расчетное сопротивление стали

S - отношение высоты стенки балки к ее толщине;

Величина S принимается равной:

120 при $h \leq$ 1600 мм; (с поперечными ребрами)

200 при $h >$ 1600 мм (с поперечными и продольными ребрами).

4. Из условия обеспечения прочности по скалывающим напряжениям, определяется минимально допустимое значение β

$$\beta = \frac{F_{ст}}{F} \geq \frac{1.9 Q_{расч.}}{F \cdot R} \qquad (3)$$

где: Q расч. - определяется согласно п. 4.4.12 при проверке на прочность;

F - величина, полученная по формуле (2).

5. Из условия получения необходимых размеров верхнего пояса площадь его должна удовлетворять неравенству:

$$\frac{F_в}{F} = \left(0.75 - 0.25\alpha_1 - 0.5\beta\right) - \frac{t}{F} \qquad (4)$$

где: α_1 - принимается по п.2.

t принимается:

20 см^2 - при отсутствии ограничений по ширине пояса.

$\frac{50}{\sqrt{R}}$ – при минимальной ширине пояса, равной 320 мм (при креплении рельсов на планках и сквозной тормозной конструкции).

$\frac{80}{\sqrt{R}}$ – при минимальной ширине пояса, равной 400 мм (при креплении рельсов на планках и сплошной тормозной конструкции).

R – расчетное сопротивление стали в т/см^2.

6. Из условия получения необходимы размеров нижнего пояса, площадь его должна удовлетворять неравенству.

$$\frac{F_н}{F} = \left(0{,}25 + 0{,}25\alpha_1 - 0{,}5\beta\right) \geq \frac{20}{F} \qquad (5)$$

7. В качестве верхнего предела β принимается меньшее из значений, определенных по формулам (4) и (5). Исходя из наибольшего (п.7) и наименьшего (п.4) допустимых значений β, выбираем ее величину. При этом $0{,}35 \leq \beta \leq 0{,}65$. Предпочтительно β выбирать равным или больним 0,5.

8. Из условия обеспечения местной устойчивости, в соответствии с указаниями приложения 4.I определяем максимально допустимую величину S.

$$S = \frac{h_0}{\delta} \leq \frac{100\sqrt{m}}{\sqrt{\sigma_{max} \cdot A}} \qquad (6)$$

где: Q расч. и P расч. – поперечная сила и местное давление при проверке на устойчивость стенки.

$$\sigma = \alpha_3 \cdot \alpha_1 \cdot R ;$$

$$\sigma^1 = \alpha_3 R \quad ;$$

$$\tau = \frac{Q_{расч.}}{\beta F}$$

$$\sigma_м = \frac{P_{расч.}}{n_1 \sqrt{\frac{\beta F}{S}}} ;$$

$$\alpha = \frac{1+\alpha_1}{\alpha_1} ;$$

$$\gamma = \frac{c \cdot F_б^2 \cdot S}{\beta^2 \cdot F^2 \cdot 30 \sqrt{\frac{21}{R}}}$$

(при укреплении стенки только поперечными ребрами)

α_3 - отношение M расч. для проверки на устойчивость к расч. для проверки на прочность.

Величиной $\frac{a}{h_0}$ и $\frac{b_1}{h_0}$ задаемся из условия получения наименьшего B, а также, исходя из конструктивных соображений.

c - принимается согласно указаний табл.3 приложения 4.I.

Если S отличается от принятого более, чем на 10%, то расчет производится заново, при этом принимается новое значение S.

9. Из условия обеспечения прочности стенки при местном давлении площадь сечения должна удовлетворять условию:

$$F \geq \frac{S P_{расч.}^3}{n_1^3 R^3 \beta} \qquad (7)$$

где: n_1 - принимается по табл.I настоящего приложения.

$P_{расч}$ - принимается по указаниям табл.4.I.

10. Уточняется величина α_1 по формуле:

$$\alpha_1' = 1 - \frac{N_{т\ расч.}}{F_в \cdot R}\left(1 + \frac{e_т}{\rho_п}\right) \qquad (8)$$

где: $F_в = (0{,}75 - 0{,}25\alpha_1 - 0{,}5\beta)F$

$$\rho_п = 0{,}91\sqrt{F_в \cdot \sqrt{\frac{2.1}{R}}} \qquad (9)$$

$$e_т = \frac{M_{т\ мест\ расч.}}{N_{т\ расч.}}$$

при отсутствии нормальной силы

$$\alpha_1' = 0{,}91\sqrt{F_в^3 \cdot 30\sqrt{\frac{2.1}{R}}}$$

Величины $M_т$ мест.-расч. и $N_т$ расч. определяются по указаниям п.4.4.12.

11. Если α_1' не более, чем на 5% отличается от принятой величины, то принятое сечение оставляется неизменным, при больших отклонениях принимаем α_1' полученное из п.10, и весь расчет проводится заново.

Таблица I

Тип рельса	Р 38 Кр.70	Р 43 Кр.80	Кр.100	Кр.120	Кр.140
Значение ρ_1 в см.	34,1	37,3	46,3	55,4	58,8

12. Компонуем сечение, исходя из условий

$$h_0\delta = \beta F \ ; \quad \frac{h_0}{\delta} = S \ ;$$

$$F_в = (0{,}75 - 0{,}25\alpha_1 - 0{,}5\beta)F \ ;$$

$$F_н = F - h_0\delta - F_в \ ;$$

Принимаем по сортаменту ближайшие к полученным площадям и производим проверку сечения в соответствии с указаниями гл.4.6.

Определение оптимальных параметров разрезной подкрановой балки пролетом 24 м (рельс КР-100)

I. Расчетные усилия.

а) При расчете на прочность:

$M_{расч.} = 737$ тм; $Q_{расч.} = 275,0$ т; $N_{т.расч.} = 18,2$ т.

б) При расчете на устойчивость:

$M_{расч.} = 694$ тм; $Q_{расч.} = 237,5$ т; $P_{расч.} = 33 \cdot 1,1 \cdot 1,2 = 43,5$ т.

II. Минимальная допустимая высота балки из условия допустимого прогиба.

$\frac{f}{L} = \frac{1}{750}$ (табл. 4, 12) $\quad \sigma = 2100$ кг/см^2;

$n = 1,4$ (табл. 4, 13)

$k = 0,1$ (табл. 4.14) $\quad \alpha_1 = 0,95$ (сплошная тормозная конструкция)

$$h = \frac{k\sigma(1+\alpha_1)}{E n} \cdot \frac{L^2}{f}$$

$$h = \frac{0,1 \cdot 2100 \cdot 1,95 \cdot 750 \cdot 2400}{2,1 \cdot 10^6 \cdot 1,4} = 250 \text{ см}.$$

III. Площадь сечения из условия обеспечения прочности по нормальным напряжениям.

$$F = 1,7 \cdot \sqrt[3]{\frac{W_0^2 (1+\alpha_1)^2}{S \cdot \alpha_1^2}}; \quad W_0 = \frac{M_{расч.}}{R};$$

$$W_0 = \frac{737 \cdot 10^5}{2,1} = 35100 \text{ см}^3;$$

$S = 200$ при $h > 1600$ мм (с поперечными и продольными ребрами)

$$F = 1,7 \cdot \sqrt[3]{\frac{35100^2 \cdot 1,95^2}{200 \cdot 0,95^2}} = 1,7 \sqrt[3]{259 \cdot 10^5} = 503 \text{ см}^2.$$

IV. Минимально-допустимая величина β из условия прочности по скалывающим напряжениям.

$$\beta = \frac{F_{ст}}{F} \geq \frac{1{,}9\,Q_{расч.}}{FR};$$

$$\beta = \frac{1{,}9 \cdot 275 \cdot 10^3}{503 \cdot 2{,}1 \cdot 10^3} = 0{,}495;$$

V. Максимально допустимая величина β из условия получения необходимых размеров верхнего пояса.

$$\frac{F_в}{F} = \left(0{,}75 - 0{,}25\lambda_1 - 0{,}5\beta\right) \leq \frac{t}{F};$$

$$t = \frac{80}{\sqrt{R}}; \qquad t = \frac{80}{\sqrt{2{,}1}} = 55{,}1; \qquad \frac{t}{F} = \frac{55{,}1}{503} = 0{,}11;$$

$$\frac{F_в}{F} = \left(0{,}75 - 0{,}25 \cdot 0{,}95 - 0{,}5\beta\right) = 0{,}11;$$

$$0{,}5\beta = 0{,}402; \qquad \beta = 0{,}805.$$

VI. Максимально допустимая величина β из условия получения необходимых размеров нижнего пояса.

$$\frac{F_н}{F} = \left(0{,}25 + 0{,}25\lambda_1 - 0{,}5\beta\right) \leq \frac{20}{F};$$

$$0{,}25 + 0{,}25 \cdot 0{,}95 - 0{,}5\beta = \frac{20}{503};$$

$$0{,}5\beta = 0{,}448; \qquad \beta = 0{,}896;$$

Принимаем $\beta = 0{,}85$.

VII. Максимально допустимая величина S из условия обеспечения местной устойчивости стенки

$$S = \frac{h_0}{\delta} \leq \frac{100\sqrt{m}}{\sqrt{\sigma_{max} \cdot R}};$$

$$\alpha_3 = \frac{M^1_{расч}}{M_{расч}}; \qquad \alpha_3 = \frac{694}{737} = 0,943;$$

$\sigma = 0,943 \cdot 0,95 \cdot 2,1 = 1,88\ т/см^2$; $\sigma = \alpha_3 \cdot \alpha_1 \cdot R$;

$\sigma' = 0,943 \cdot 2,1 = 1,98\ т/см^2$; $\sigma' = \alpha_3 \cdot R$;

$$\tau = \frac{Q^k_{расч.}}{\beta \cdot F}; \qquad \tau = \frac{237,5}{0,65 \cdot 503} = 0,725\ т/см^2.$$

$n_1 = 46,3$ см (табл. 1)

$$\sigma_м = \frac{P_{расч.}}{n_1 \cdot \sqrt{\frac{\beta F}{S}}}; \qquad \sigma_м = \frac{43,5}{46,5 \cdot \sqrt{\frac{0,65 \cdot 503}{200}}} = 0,735\ т/см^2.$$

$$\alpha = \frac{1+\alpha_1}{\alpha_1}; \qquad \alpha = \frac{1+0,95}{0,95} = 2,05$$

VIII. Проверка 1^{й} и 2^{й} пластинок.

1^{я} пластинка

$m = 0,9$ (п. 5 приложение 4, I)

$$A = \frac{B + \sqrt{B^2 + 3,6\,D^2}}{1,8} \qquad \frac{\sigma_м}{\sigma} = \frac{0,739}{1,88} = 0,393;$$

$B = 0,064$ (табл. 5 приложение 4, I)

Задаемся: $\frac{a}{h_0} = 0.8$; $\frac{b_1}{h_0} = 0,25$ отсюда $\frac{a}{b_1} = \frac{a}{0,25\,h_0} = \frac{4a}{h_0} = 3,2$;

$$\sigma_1 = \eta \sigma';$$

$$\eta = \frac{1 - \frac{\alpha b_1}{2 h_0}}{1 - \frac{b_1}{h_0}}; \qquad \eta = \frac{1 - 2,05 \cdot 0,25 \cdot 0,5}{1 - 0,25} = 0,99;$$

$\sigma_1 = 0,99 \cdot 1,98 = 1,96\ т/см^2$; $b_1 = 0,25 \cdot h_0$;

$h_1 = b_1 = 0,25\,h_0$

$$\theta = \left(\frac{h_1}{h_0}\right)^2; \quad \theta = \left(\frac{0{,}25\,h_0}{h_0}\right)^2 = 0{,}0625$$

$$\eta = \frac{\tau \cdot \theta}{\sigma_{max} \cdot \tau_0'}; \qquad \eta = \frac{0{,}725 \cdot 0{,}0625}{1{,}96 \cdot 1{,}4} = 0{,}017;$$

$$\frac{a}{h_1} = \frac{0{,}8\,h_0}{0{,}25\,h_0} = 3{,}20;$$

$$A = \frac{0{,}064 + \sqrt{0{,}064^2 + 3{,}6 \cdot 0{,}017^2}}{1{,}8} = 0{,}075;$$

$$S = \frac{100 \cdot \sqrt{0{,}9}}{\sqrt{1{,}96 \cdot 0{,}075}} = 250; \qquad 200 < 250$$

II^я пластинка

$$B = 0{,}0525$$

$$\eta = \frac{4}{\alpha^2} \cdot \left[\frac{1 - \frac{2B_1}{h_0}}{1 - 2\frac{B_1}{h_0}}\right]^3; \qquad \eta = \frac{4}{2{,}05^2}\left[\frac{1 - 0{,}25 \cdot 2{,}05}{1 - 2{,}05}\right]^3 = 0{,}93$$

$$\sigma_1 = 0{,}93 \cdot 1{,}98 = 1{,}84\ т/см^2$$

$$\theta = \left[\frac{(1 - 0{,}25)\,h_0}{h_0}\right]^2 = 0{,}564;$$

$$\eta = \frac{0{,}725 \cdot 0{,}564}{1{,}84 \cdot 2{,}1} = 0{,}106; \qquad \frac{a}{h_1} = \frac{0{,}8\,h_0}{0{,}75\,h_0} = 1{,}07;$$

$$A = \sqrt{B^2 + D^2}; \qquad A = \sqrt{0{,}0025^2 + 0{,}106^2} = 0{,}118;$$

$$S = \frac{100 \cdot 1}{\sqrt{1{,}84 \cdot 0{,}139}} = 216;$$

IX. Из условия обеспечения прочности стенки при местном давлении площадь сечения должна удовлетворять: $F \geq \frac{S P_{max}^3}{n_1^3 R^3 \beta}$.

$$F = \frac{200 \cdot 43,5^3}{46,3^3 \cdot 2,1 \cdot 0,65} = 27,8\ см^2;\quad 200 > 27,8.$$

X. Уточненная величина α_1:

$$\alpha_1' = 1 - \frac{N_{т\,расч.}}{F_в \cdot R}\left(1 + \frac{l_т}{\rho_п}\right);$$

$$\frac{l_т}{\rho_п} = 0;\qquad F_в = (0,75 - 0,25\alpha_1 - 0,5\beta)F;$$

$$F_в = (0,75 - 0,25 \cdot 0,95 - 0,5 \cdot 0,65) \cdot 503 = 94,0\ см^2,$$

$$\alpha_1' = 1 - \frac{18,2}{94 \cdot 2,1} = 0,907;$$

Расхождение меньше 5 %.

XI. Компоновка сечения.

Исходя из условий:

$h_0\delta = \beta F$; $\quad \frac{h_0}{\delta_1} = S$; $\quad F_в = (0,75 - 0,25\alpha_1 - 0,5\beta)F$;

$F_н = F - h_0\delta - F_в$; $\quad F_{ст} = h_0\delta_{ст}$; $\quad \beta = 0,65$;

получаем: $F_{ст} = 0,65 \cdot 503 = 325\ см^2$.

$$\frac{h_0}{\delta} = 220;\qquad F_{ст} = 220 \cdot \delta_{ст}^2 = 325\ см^2;$$

$$\delta_{ст} = \sqrt{\frac{325}{220}} \approx 1,2\ см;$$

$h_{ст} = 220 \times 1,2 = 265 \approx 260\ см$;

$F_в = (0,75 - 0,25 \cdot 0,907 - 0,5 \cdot 0,625) \cdot 503 = 105\ см^2$.

$F_н = (0,25 + 0,25 \times 0,907 - 0,5 \cdot 0,625) \cdot 503 = 83\ см^2$

Принимаем ближайшие по сортаменту сечения стенки верхнего и нижнего поясов (с учетом конструктивных соображений) и производим проверку принятого сечения.

Приложение 4,УI

Ординаты линии влияния прогиба для разрезных балок.

Таблица I

β	α	y	β	α	y
	0,0ℓ	0,0000		0,0ℓ	0,0000
	0,Iℓ	0,00635		0,Iℓ	0,006I5
	0,2ℓ	0,0I2I0		0,2ℓ	0,0II90
	0,3ℓ	0,0I650		0,3ℓ	0,0I660
	0,4ℓ	0,0I920		0,4ℓ	0,0I970
0,4ℓ	0,5ℓ	0,0I970	0,5ℓ	0,5ℓ	0,02080
	0,6ℓ	0,0I8I0		0,6ℓ	0,0I970
	0,7ℓ	0,0I500		0,7ℓ	0,0I660
	0,8ℓ	0,0I080		0,8ℓ	0,0II90
	0,9ℓ	0,00550		0,9ℓ	0,006I5
	I,0ℓ	0,0000		I,0ℓ	0,000

Обозначения, приняты в таблице:

β – место определения прогиба балки в долях пролета.

α – место приложения нагрузки в долях пролета.

y – ордината линии влияния.

Ординаты линии влияния прогибов для неразрезных балок

(крайний пролет)

Таблица 2

β	α	y	β	α	y
	0,0L	0,0000		2,1L	0,00058
	0,1L	0,00487		2,2L	0,00096
	0,2L	0,00922		2,3L	0,00115
	0,3L	0,01240		2,4L	0,00120
	0,4L	0,01415		2,5L	0,00118
	0,5L	0,01408		2,6L	0,00095
0,4L	0,6L	0,01235	0,4L	2,7L	0,00073
	0,7L	0,00964		2,8L	0,00048
	0,8L	0,00598		2,9L	0,00022
	0,9L	0,00298		3,0L	0,000
	1,0L	0,000		3,1L	-0,00017
	1,1L	-0,00217		3,2L	-0,00029
	1,2L	-0,00355		3,3L	-0,00036
	1,3L	-0,00426		3,4L	-0,00039
	1,4L	-0,00442		3,5L	-0,00038
	1,5L	-0,00412		3,6L	-0,00034
	1,6L	-0,00351		3,7L	-0,00028
	1,7L	-0,00267		3,8L	-0,00019
	1,8L	-0,00173		3,9L	-0,00010
	1,9L	-0,00080		4,0L	0,000
	2,0L	0,000			

(продолжение таблицы 2)

β	α	y	β	α	y
	0,0L	0,000		2,IL	0,00065
	0,IL	0,00449		2,2L	0,00I08
	0,2L	0,00869		2,3L	0,00I29
	0,3L	0,0I204		2,4L	0,00I34
	0,4L	0,0I408		2,5L	0,00I26
	0,5L	0,0I452		2,6L	0,00I07
	0,6L	0,0I326		2,7L	0,00082
	0,7L	0,0I063		2,8L	0,00054
0,5L	0,8L	0,00708	0,5L	2,9L	0,00025
	0,9L	0,00824		3,0L	0,000
	I,0L	0,000		3,IL	-0,000I9
	I,IL	-0,00242		3,2L	-0,00032
	I,2L	-0,00396		3,3L	-0,00040
	I,3L	-0,00476		3,4L	-0,00043
	I,4L	-0,00493		3,5L	-0,00042
	I,5L	-0,00460		3,6L	-0,00038
	I,6L	-0,0039I		3,7L	-0,0003I
	I,7L	-0,00297		3,8L	-0,0002I
	I,8L	-0,00I92		3,9L	-0,000II
	I,9L	-0,000895		4,0L	0,000
	2,0L	0,000			

Ординаты линий влияния прогиба для неразрезных балок

(средний пролет)

Таблица 3

β	α	y	β	α	y
	0,0L	0,0000		2,1L	-0,00167
	0,1L	-0,00130		2,2L	-0,00274
	0,2L	-0,00252		2,3L	-0,00330
	0,3L	-0,00358		2,4L	-0,00343
	0,4L	-0,00442		2,5L	-0,00320
	0,5L	-0,00495		2,6L	-0,00274
	0,6L	-0,00505		2,7L	-0,00209
	0,7L	-0,00469		2,8L	-0,00137
	0,8L	-0,00376		2,9L	-0,00065
	0,9L	-0,00224		3,0L	0,000
	1,0L	0,0000		3,1L	0,00048
0,4L	1,1L	0,00297	0,4L	3,2L	0,00083
	1,2L	0,00613		3,3L	0,00102
	1,3L	0,00870		3,4L	0,00109
	1,4L	0,01030		3,5L	0,00107
	1,5L	0,01050		3,6L	0,00096
	1,6L	0,00930		3,7L	0,00078
	1,7L	0,00734		3,8L	0,00055
	1,8L	0,00499		3,9L	0,00028
	1,9L	0,00224		4,0L	0,0000
	2,0L	0,0000			

(продолжение таблицы 3)

β	α	y	β	α	y
	0,0L	0,0000		2,1L	-0,00196
	0,1L	-0,00121		2,2L	-0,00321
	0,2L	-0,00236		2,3L	-0,00387
	0,3L	-0,00335		2,4L	-0,00401
	0,4L	-0,00412		2,5L	-0,00375
	0,5L	-0,00460		2,6L	-0,00322
	0,6L	-0,00472		2,7L	-0,00246
	0,7L	-0,00438		2,8L	-0,00161
	0,8L	-0,00354		2,9L	-0,00076
	0,9L	-0,00210		3,0L	0,0000
0,5L	1,0L	0,0000	0,5L	3,1L	0,00057
	1,1L	0,00267		3,2L	0,00097
	1,2L	0,00580		3,3L	0,00119
	1,3L	0,00855		3,4L	0,00128
	1,4L	0,01048		3,5L	0,00126
	1,5L	0,01117		3,6L	0,00113
	1,6L	0,01040		3,7L	0,00091
	1,7L	0,00845		3,8L	0,00065
	1,8L	0,00569		3,9L	0,00033
	1,9L	0,00260		4,0L	0,0000
	2,0L	0,0000			

Обозначения см. таблицу I

Заказ 879 от 21/XII-66 г. Тираж 500
Формат 60x84/8 Объем 23 п.л.
Печатно-множительная лаборатория института Гипротис
Москва,В-465, Новые Черемушки, квартал 28, корпус 3

gost.e-ecolog.ru