

Документ подписан простой электронной подписью
Информация о владельце:
ФИО: Клочков Юрий Сергеевич
Должность: Ректор
Дата подписания: 25.09.2026 11:37:02
Уникальный программный идентификатор:
3beb265d5d589e7ff4c954946f3ad99a1e70ac12

МИНИСТЕРСТВО НАУКИ И ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
Федеральное государственное бюджетное образовательное
учреждение высшего образования
«ТЮМЕНСКИЙ ИНДУСТРИАЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»

В. Ф. Бай, В. А. Демин

**ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ
ОДНОЭТАЖНОГО ПРОМЫШЛЕННОГО ЗДАНИЯ**

Учебно-методическое пособие

ДОКУМЕНТ ПОДПИСАН
ЭЛЕКТРОННОЙ ПОДПИСЬЮ

Сертификат: 6FA44C50384686A8E7BD5E27735179B8E
Владелец: Ефремова Вероника Васильевна
Действителен: с 14.06.2022 до 07.09.2023

Тюмень
ТИУ
2019

УДК 624.012(075.8)
ББК 38.53я73
Б18

Б18 **Бай, В. Ф.** Железобетонные конструкции одноэтажного
промышленного здания : учебно-методическое пособие /
В. Ф. Бай, В. А. Демин. – Тюмень : ТИУ, 2019. – 97 с.

Учебно-методическое пособие «Железобетонные конструкции одноэтажного промышленного здания» по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции» предназначено для обучающихся направления подготовки 08.03.01 «Строительство» и специальности 08.05.01 «Строительство уникальных зданий и сооружений».

Учебно-методическое пособие включает теоретические сведения и краткий практический материал, необходимый для проектирования и расчета конструкций одноэтажного промышленного здания.

УДК 624.012(075.8)
ББК 38.53я73

© Федеральное государственное
бюджетное образовательное
учреждение высшего образования
«Тюменский индустриальный
университет», 2019

СОДЕРЖАНИЕ

СОДЕРЖАНИЕ	3
1 ОБЩИЕ УКАЗАНИЯ К РАСЧЕТУ КОНСТРУКЦИЙ ОДНОЭТАЖНОГО ПРОМЫШЛЕННОГО ЗДАНИЯ.....	5
1.1 КОНСТРУКЦИИ ОДНОЭТАЖНЫХ ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ. ОПИСАНИЕ И РЕКОМЕНДАЦИИ ПО РАСЧЕТУ	5
1.1.1 Колонны	6
1.1.2 Плиты покрытий пролетом 6 м	9
1.1.3 Плиты покрытий пролетом 12 м	12
1.1.4 Плиты КЖС	13
1.1.5 Плиты покрытий "двойное Т"	13
1.1.6 Коробчатые настилы	18
1.1.7 Стропильные двухскатные балки	23
1.1.8 Стропильные односкатные балки	23
1.1.9 Стропильные двухскатные решетчатые балки	26
1.1.10 Подстропильные балки	31
1.1.11 Сегментные фермы	34
1.1.12 Безраскосные фермы	35
1.1.13 Подстропильные фермы	37
1.1.14 Арки	40
1.1.15 Подкрановые балки	46
1.2 НАГРУЗКИ НА НЕСУЩИЙ КАРКАС ЗДАНИЯ	50
1.2.1 Постоянные нагрузки	50
1.2.2 Временные нагрузки	51
1.3 СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЫ	55
1.4 СОЧЕТАНИЕ УСИЛИЙ	58
2 РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ВНЕЦЕНТРЕННО-СЖАТЫХ КОЛОНН	60
2.1 ТРЕБОВАНИЯ ПРИ КОНСТРУИРОВАНИИ ВНЕЦЕНТРЕННО-СЖАТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ	60
2.2 РАСЧЕТ ВНЕЦЕНТРЕННО-СЖАТЫХ КОЛОНН	62
2.2.1 Порядок определения продольной рабочей арматуры в колоннах сплошного сечения прямоугольного профиля при симметричном армировании	63
2.2.2 Порядок расчёта продольной рабочей арматуры в колоннах сплошного сечения прямоугольного профиля при несимметричном армировании	67
2.2.3 Определение количества продольной рабочей арматуры	68
в сквозных (двухветвевых) колоннах	68
2.3 КОНСТРУИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ КОНСОЛИ КОЛОННЫ	69
3 РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТА ПОД КОЛОННУ	72
3.1 КОНСТРУКТИВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ ФУНДАМЕНТОВ	72
3.2 ПОРЯДОК РАСЧЕТА ФУНДАМЕНТА ПОД ВНЕЦЕНТРЕННО НАГРУЖЕННУЮ КОЛОННУ	74
БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК.....	80
Приложение 1	81
Содержание и объем курсового проекта по расчету конструкций одноэтажного промышленного здания	81
Приложение 2	82
Бланк задания на курсовое проектирование	82
Приложение 3	83
Варианты задания на курсовое проектирование	83
Приложение 4	86
Классификация арматуры	86
Приложение 5	87

<i>Перечень коэффициентов</i>	<i>87</i>
Приложение 6	89
<i>Сортамент арматуры</i>	<i>89</i>
Приложение 7	85
<i>Соотношения между диаметрами стержней и минимальные расстояния между стержнями в сварных сетках и каркасах при контактной точечной сварке</i>	<i>85</i>
Приложение 8	86
<i>Формулы для статического расчета двухветвевых и ступенчатых колонн</i>	<i>86</i>
Приложение 9	88
<i>Значения коэффициента γ</i>	<i>88</i>
Приложение 10	90
<i>Значения коэффициента ρ_m</i>	<i>90</i>

1 ОБЩИЕ УКАЗАНИЯ К РАСЧЕТУ КОНСТРУКЦИЙ ОДНОЭТАЖНОГО ПРОМЫШЛЕННОГО ЗДАНИЯ

1.1 Конструкции одноэтажных промышленных зданий. Описание и рекомендации по расчету

При разработке проекта необходимо обоснованно законструировать схему с применением таких конструкций, которые бы в наибольшей степени отвечали требованиям, предъявляемым к современному строительству и эксплуатации здания. Для этого следует рассмотреть несколько (не менее 2-х) вариантов конструктивного решения здания. При составлении вариантов можно использовать типовые решения, а также отдельные проекты, опубликованные в различных источниках. На основании исходных данных, учитывая размеры крана и габариты приближения к нему строений, составляются варианты поперечника здания при шаге колонн 6 м или 12 м (с подстропильными конструкциями или без таковых), где указываются все основные размеры здания, размеры сечения колонн и их привязка к продольным разбивочным осям.

Высота сечения подкрановой балки и подкранового пути, а также их типы назначаются предварительно по типовым проектам, исходя из грузоподъемности крана и шага колонн.

Фундаменты под колонну устраиваются железобетонные стаканного типа сборные или монолитные. Верх стакана фундамента обычно опускается на 15 см ниже отметки чистого пола. Заглубления фундамента определяются в каждом конкретном случае в зависимости от района строительства в соответствии с СП 22.13330.2016 "Основания зданий и сооружений" [3].

Пространственная жесткость каркаса в поперечном направлении обеспечивается поперечными рамами, стойки которых внизу жестко защемлены в фундаменте, вверху соединены с жестким в горизонтальной плоскости покрытием, в продольном направлении - продольными рамами, образованными элементами покрытия, колоннами, подкрановыми балками и вертикальными связями. Вертикальные связи по колоннам обеспечивают жесткость и геометрическую неизменяемость продольной рамы здания, они воспринимают все горизонтальные усилия с покрытия и продольной рамы (ветер, торможение крана). Связи по колоннам устанавливаются в середине температурного блока в каждом ряду колонн. Вертикальные связи по элементам покрытия устанавливаются в крайних ячейках температурного блока в каждом ряду колонн. Такие связи необходимы в зданиях с плоской кровлей, где высота балок 1200÷1700 мм, а ферм 2700 мм. Когда передать горизонтальное усилие от покрытия на колонны без связей невозможно происходит отрыв сварных швов у опор стропильных конструкций. В зданиях с подстропильными конструкциями роль связей выполняют подстропильные балки или фермы.

В одноэтажных каркасных зданиях из сборных железобетонных конструкций температурно-усадочные швы внутри отапливаемых зданий и в грунте устраиваются с шагом 66 м-72 м, а в открытых сооружениях и в неотапливаемых зданиях – с шагом 48 м. Деформационный шов обычно устраивается путём установки двойного ряда колонн на одном или отдельных фундаментах. Для предварительно напряженных конструкций сплошного сечения, к которым предъявляются требования первой или второй категорий трещиностойкости, расстояние между деформационными швами определяется согласно расчету конструкций на трещиностойкость от усилий, вызываемых температурой, усадкой бетона или осадкой опор.

На основании этого, перед детальным расчетом должна быть найдена оптимальная конструктивная схема здания, выбраны экономически выгодные и технически целесообразные конструкции, назначены их геометрические размеры, решены вопросы обеспечения пространственной жесткости здания и его деления на температурные блоки.

1.1.1 Колонны

Унифицированные сборные железобетонные колонны в одноэтажных зданиях применяют при высоте до низа стропильных конструкций не более 18 м, грузоподъемности мостовых кранов до 50 т и шаге колонн 6,0 м и 12 м (см. рис. 1). В остальных случаях используют железобетонные колонны индивидуального проектирования либо металлические колонны.

Железобетонные колонны можно разделить на несколько групп. Первую составляют колонны квадратного или прямоугольного сечения для зданий без кранового оборудования либо для зданий с подвесным подъемно-транспортным оборудованием. Они имеют постоянные по высоте сечения размеры - 400х400 мм, 500х500 мм и 500х600 мм, высоту – 4,5 м÷10,5 м, массу 1,8 т÷7,9 т. Колонны сечением 400х400 мм отличаются наличием в верхней части консольных уширений для опирания стропильных конструкций.

Сечение колонн для зданий, оборудованных мостовыми электрическими кранами грузоподъемностью до 20 т - прямоугольное и меняется по высоте. Крайние колонны имеют в надкрановой части сечение 360х400 мм и 600х500 мм, в подкрановой - 600х400 мм, 800х400 мм или 800х500 мм. Колонны среднего ряда - соответственно 600х400 мм, 600х500 мм, 800х400 мм или 800х500 мм. Высота колонны 8,7 м÷11,8 м, масса 5,3 т÷12,4 т. Колонны имеют консоли для опирания подкрановых балок.

Колонны двутаврового сечения имеют габаритные размеры, аналогичные колоннам прямоугольного сечения. При несколько большей

трудоемкости изготовления их применение обеспечивает экономию 20÷30 % бетона и 10÷15 % арматуры. Поэтому их применение может быть экономически оправдано.

Двухветвевые колонны применяют для зданий высотой 10,8 м÷18,0 м при кране грузоподъемностью до 50 т и при значительных ветровых нагрузках. Надкрановую часть выполняют прямоугольного сечения, размерами 380х400 мм, 380х500 мм, 600х500 мм или 600х600 мм. Подкрановая часть колонны - многоярусная жесткая рама, имеющая ширину по граням ветвей 1,0 м÷1,9 м; размеры сечений ветвей изменяются от 200х400 мм до 350х600 мм. Масса колонн находится в пределах 5,7÷25,9 т. Первая нижняя распорка располагается обычно под полом, а вторая на высоте не менее 1,8 м для обеспечения прохода под ней.

Колонны армируются сварными и вязаными каркасами. Рабочую арматуру обычно изготавливают из стали класса А400(А-III) диаметром 12 мм÷36 мм, поперечную (хомуты) - из стали классов А240(А-I) или А400(А-III). Консоли колонн армируют либо наклонными хомутами, либо отогнутыми стержнями и горизонтальными хомутами.

Сверху колонны имеют закладные детали и анкерные болты для крепления стропильных конструкций, на подкрановой консоли для подкрановых балок, а в крайних колоннах, кроме того, для навески стеновых панелей. Дополнительно в колоннах связевого блока предусматриваются закладные детали для крепления металлических связей.

Усилия в сечениях колонны от всех видов нагрузок определяют в стойках одноэтажных статически неопределимых рамах, о чем более подробно будет изложено дальше. Сечение колонны рассчитывают на внецентренное сжатие от наиболее невыгодных расчетных сочетаний усилий, определяемых в соответствии с нормами.

Колонны бетонируют в горизонтальном положении, используя бетон классов В15÷В35.

КОЛОННЫ

Technical drawing of three types of concrete columns (1, 2, 3) with their dimensions and reinforcement details.

Column 1: Dimensions: 360 x 600 mm. Reinforcement: 6 bars (3 top, 3 bottom). Section: 1000 x 1350 mm.

Column 2: Dimensions: 360 x 600 mm. Reinforcement: 6 bars (3 top, 3 bottom). Section: 1000 x 1350 mm.

Column 3: Dimensions: 360 x 600 mm. Reinforcement: 6 bars (3 top, 3 bottom). Section: 1000 x 1350 mm.

Table 1: Reinforcement Data

Вид колонны	Шаг, мм	Масса, т
1	6	5,3...8
2	12	9,3...11,6
3	6	6,4
	12	8,5
	6	5,7...16,3
	12	10...21,8

Table 2: Dimensions and Reinforcement Data

Вид колонны	Шаг, мм	Масса, т
1	6	5,3...8
2	12	9,3...11,6
3	6	6,4
	12	8,5
	6	5,7...16,3
	12	10...21,8

Бетон М 200 ... М 400

1.1.2 Плиты покрытий пролетом 6 м

Плиты этого вида применяют для покрытий одноэтажных промышленных зданий при шаге стропильных конструкций 6 м.

В основном применяют ребристые плиты размером 3 мх6 м (см. рис. 2, 3). Плиты 1,5х6 м используют как доборные в местах скопления снегового покрова. Плиты различаются по величине расчетной нагрузки, которая зависит от массы самой плиты, веса кровли, района снеговой нагрузки, массы вентиляционных устройств. В некоторых случаях учитывают нагрузку от подвешенного оборудования.

Плиты имеют П-образное поперечное сечение и состоят из полки толщиной 30 мм, поперечных ребер трапецевидного сечения высотой 150 мм, расположенных с шагом 1,0 м в плитах шириной 3 м и через 1,5 м в плитах шириной 1,5 м, и двух продольных ребер высотой 300 мм.

Полка армируется сварными сетками из холоднотянутой проволоки класса Вр500. Продольные стержни поперечных ребер выполняются из стали периодического профиля класса А400(А-III), поперечные стержни, из проволоки В500(Вр-I). Рабочая продольная арматура продольных ребер напрягаемая: стержневая периодического профиля классов А600, А800, А1000, Ат600, Ат800, Ат1000, Ат1200; высокопрочная проволока Вр1200, Вр1300, Вр1400, Вр1500; канаты К1400, К1500 (К-7).

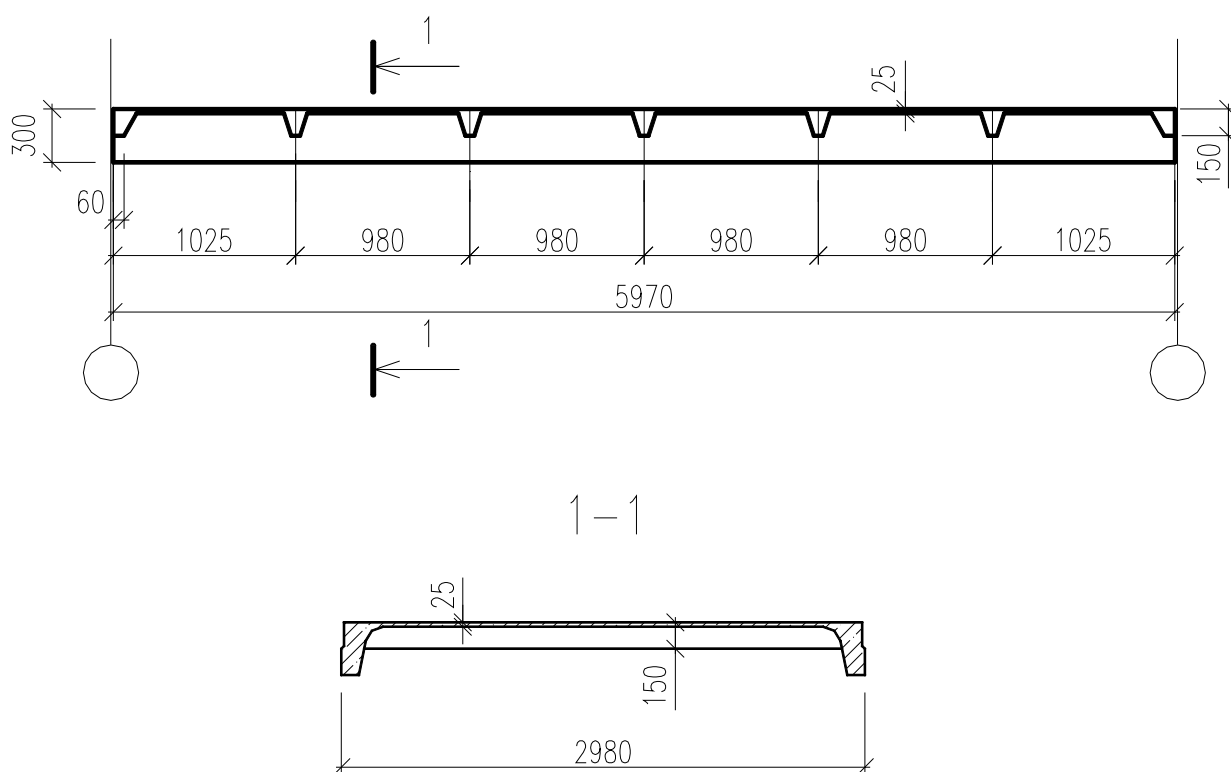


Рис. 2 Ребристая железобетонная плита

Таблица 1

Классификация арматуры

Класс арматуры	Номинальный диаметр арматуры, мм	Нормативное значение сопротивления растяжению R_{sp} и расчётное значение сопротивления растяжению для предельных состояний второй группы		Расчётные значения сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы			
				растяжению, R_s		сжатию, R_{sc}	
		МПа	кгс/см ²	МПа	кгс/см ²	МПа	кгс/см ²
A240	6-40	240	2450	215	2190	215	2190
A300	10-40	300	3060	270	2750	270	2750
A400	6-40	400	4080	355	3620	355	3620
A500	6-40	500	5100	435	4440	400	4080
A540	20-40	540	5510	450	4590	200	2040
A600	10-40	600	6120	520	5300	400	4080
A800	10-10	800	8160	695	7090	-	-
A1000	10-40	1000	10200	830	8470	-	-
B500	3-12	500	5100	415	4230	360	3670
Bp1200	8	1200	12240	1000	10200	400	4080
Bp1300	7	1300	13260	1070	10910	-	-
Bp1400	4; 5; 6	1400	14280	1170	11930	-	-
Bp1500	3	1500	15300	1250	12750	-	-
K1400 (K-7)	15	1400	14280	1170	11930	-	-
K1500 (K-7)	6; 9; 12; 14	1500	15300	1250	12750	-	-

На опорных участках продольных ребер дополнительно устанавливают сварные сетки из холоднокатанной проволоки класса B500. В местах сопряжения крайних поперечных ребер с продольными устанавливаются вертикальные сварные сетки для ограничения ширины раскрытия трещин при отпуске напрягаемой арматуры. Вуты армируются наклонными сварными сетками из проволоки B500.

На опорах продольных ребер устанавливаются закладные детали, которые привариваются к закладным деталям стропильных конструкций. После сварки закладных деталей и замоноличивания швов между плитами образуется горизонтальная жесткая диафрагма, обеспечивающая пространственную работу каркаса, а также устойчивость верхних сжатых поясов стропильных конструкций. Диафрагма из плит покрытия объединяет все продольные и поперечные рамы здания и включается в работу при действии локальных вертикальных и особенно горизонтальных нагрузок (торможение крана, неравномерные ветровые нагрузки).

Рассчитывают плиты по двум группам предельных состояний. Полку плит рассчитывают как многопролетную неразрезную систему, загруженную равномерно распределенной и сосредоточенной нагрузкой, с учетом перераспределения усилий. За сосредоточенную нагрузку принимается вес рабочего с инструментом – 100 кгс. Нагрузки от веса плиты, кровли и снегового покрова принимают равномерно распределенными. При ширине плиты 3,0 м полку плиты рассчитывают по балочной схеме, при ширине 1,5 м - как плиту, опертую по контуру. Поперечные и продольные ребра рассчитывают как свободнолежащие на двух опорах балки таврового сечения, загруженные равномерно распределенной нагрузкой. Кроме того, поперечные ребра рассчитывают на сосредоточенную нагрузку. Распределенная нагрузка на поперечные ребра принимается треугольной формы при плитах опертых по контуру. Усилия в сечениях полки ребер определяют методами строительной

механики. Расчет по двум группам предельных состояний выполняют для стадии эксплуатации, изготовления, монтажа и транспортировки.

1.1.3 Плиты покрытий пролетом 12 м

Для покрытий зданий при шаге стропильных конструкций 12,0 м применяют плиты размерами 3,0х12,0 м и 1,5х12,0 м (см. рис. 4). Плиты 1,5х12,0 м используют как «доборные» у фонарей в местах перепада высот и т.д. Они отличаются большим расходом материала на 1,0 м² покрытия, поэтому менее экономичны, чем плиты шириной 3,0 м.

Ребристые плиты покрытия предназначены для районов с различной снеговой нагрузкой, в зданиях с мостовыми кранами и подвесным транспортом. Их можно применять в условиях слабой и среднеагрессивной газовой среды при выполнении требований по антикоррозионной защите строительных конструкций. Плиты в составе покрытия выполняют функцию горизонтальных связей и обеспечивают пространственную работу каркаса здания при воздействии различных горизонтальных и вертикальных нагрузок. Применение подобных плит обеспечивает устойчивость верхних сжатых поясов стропильных конструкций и передачу ветровой нагрузки с торца здания на продольные ряды колонн.

Плиты имеют П-образное поперечное сечение. Полка плиты толщиной 30 мм, поперечные ребра трапецевидного сечения имеют высоту 140 мм-150 мм, и расположены через 1,0 м или 1,5 м в плитах шириной 3,0 м, в плитах шириной 1,5 м - через 1,5 м. Продольные ребра имеют высоту 450 мм.

Полка плиты армируется сварными сетками из проволоки класса Вр500. В поперечных и продольных ребрах устанавливаются сварные каркасы. Продольная рабочая арматура поперечных ребер из стали класса А400(А-III), поперечная - класса В500. Продольные ребра армируются напрягаемой арматурой классов: А600, А800, А1000, Ат600, Ат800, Ат1000, Ат1200; высокопрочная проволока Вр1200, Вр1300, Вр1400, Вр1500; канаты К1400, К1500 (К-7).

На отдельных участках продольных ребер дополнительно размещаются сварные сетки, продольные стержни которых выполнены из стали класса А400(А-III), а поперечные из проволоки В500. В местах сопряжения продольных и крайних поперечных ребер, для ограничения ширины раскрытия трещин при отпуске напряженной арматуры, устанавливаются вертикальные сварные сетки из проволоки класса В500. Вуты армируются наклонными сварными сетками из проволоочной арматуры. На опорах продольных ребер устанавливаются металлические закладные детали, при помощи которых плиты приваривают сваркой к стропильным конструкциям.

1.1.4 Плиты КЖС

Плиты типа КЖС применяются при пролетах 18,0 м и 24,0 м взамен стропильных конструкций и укладываются на подстропильные конструкции (см. рис. 5, 6). Данные плиты используют в районах с различной снеговой нагрузкой, в зданиях с мостовыми кранами грузоподъемностью до 30 т и подвесным транспортом грузоподъемностью до 5 т. Кроме ограждения плиты выполняют функции горизонтальных связей, аналогично ребристым плитам покрытия пролетом 6,0 м и 12,0 м.

Плиты имеют П-образное поперечное сечение, из пологого тонкостенного цилиндрического свода - оболочки толщиной 30 мм, двух продольных ребер - диафрагм и двух торцовых поперечных ребер. Высота диафрагм и поперечных ребер изменяется в зависимости от пролета плиты. В местах примыкания полки к ребрам выполнены вуты.

Полка армируется сварной сеткой из арматурной проволоки класса Вр500. Крайние продольные стержни этой сетки усилены исходя из расчета на монтажные нагрузки. Продольные ребра - диафрагмы армируются напрягаемой стержневой арматурой периодического профиля классов А600, А800, А1000. Возможно также применение высокопрочной проволоки и канатов. В опорных зонах диафрагм устанавливаются дополнительные сварные каркасы. Продольные стержни этих каркасов периодического профиля класса А400(А-III), поперечные - класса В500. Поперечные ребра армируются отдельными стержнями из стали класса А400(А-III). Для обеспечения трещиностойкости опорных сечений устанавливаются сварные сетки из проволочной арматуры. Анкеровка напрягаемой арматуры осуществляется специальными сварными закладными деталями, при помощи которых плиты также крепятся к подстропильным конструкциям.

Расчет по двум группам расчетных предельных состояний выполняют для стадий эксплуатации, изготовления, монтажа и транспортирования.

Изготавливают плиты в металлической опалубке с откидными бортами. Арматуру натягивают на упоры стенда или на форму механическим способом. Бетон укладывают вибропрофилером или при помощи виброрейки. Применяют стендовую технологию производства плит.

1.1.5 Плиты покрытий "двойное Т"

Для покрытий одноэтажных зданий, кроме ребристых, применяют плиты "двойное Т" размерами 3,0х12,0 м и 3,0х18,0 м (см. рис. 7, 8). Укладывают плиты на стропильные и подстропильные конструкции. Их можно использовать в районах с различной снеговой нагрузкой, в зданиях с мостовыми кранами и подвесным транспортом в условиях слабой и среднеагрессивной среды. Они обеспечивают устойчивость верхних

сжатых поясов стропильных и подстропильных конструкций, через них нагрузка с торца здания передается на продольные ряды колонн.

Плита "двойное Т" состоит из двух продольных предварительно напряженных ребер и полки. В местах примыкания полки к ребрам имеются вуты. Толщина полки таких плит может достигать 50 мм, развитая сжатая зона позволяет уменьшить высоту продольных ребер по сравнению с плитами П-образного поперечного сечения. Небольшое расстояние между продольными ребрами уменьшает изгибающие моменты в поперечном направлении плиты, что дает возможность отказаться от поперечных ребер и существенно упрощает конструкцию и технологию изготовления плит. Плиты изготавливаются постоянного сечения по длине, а также двухскатные малоуклонные с уклоном 1/20.

Недостатком этих плит следует считать несовпадение их ребер с узлами верхнего пояса унифицированных ферм, что вызывает местный изгиб верхнего пояса. Поэтому плиты "двойное Т" чаще опирают на балки и арки. Значительные трудности возникают и при сопряжении плит между собой в покрытии. Эти и некоторые другие недостатки ограничивают применение таких плит, особенно в районах с большими снеговыми нагрузками.

Полка плит армируется сварными сетками из холоднокатаной проволоки класса В500 с поперечной рабочей арматурой. Ребра армируются напрягаемой арматурой. Возможны варианты арматуры: стержневая периодического профиля А600, А800, А1000, Ат600, Ат800, Ат1000, Ат1200; высокопрочная проволока Вр1200, Вр1300, Вр1400, Вр1500; канаты К1400, К1500 (К-7). Кроме того, в продольных ребрах размещаются сварные каркасы, продольные стержни которых периодического профиля из стали А400(А-III), а поперечные – из стали А240(А-I).

Торцы продольных ребер для ограничения ширины раскрытия трещин при обжатии бетона напряженной арматурой усиливают сетками косвенного армирования или замкнутыми хомутами. В местах передачи усилия предварительного обжатия на бетон, на напряженную арматуру одевается спиральная арматура из проволоки В500 длиной 20 диаметров и не менее 200 мм.

На опорах продольных ребер устанавливаются металлические закладные детали, которые приваривают к задним деталям стропильных и подстропильных конструкций. Зазоры между плитами заполняют мелкозернистым бетоном.

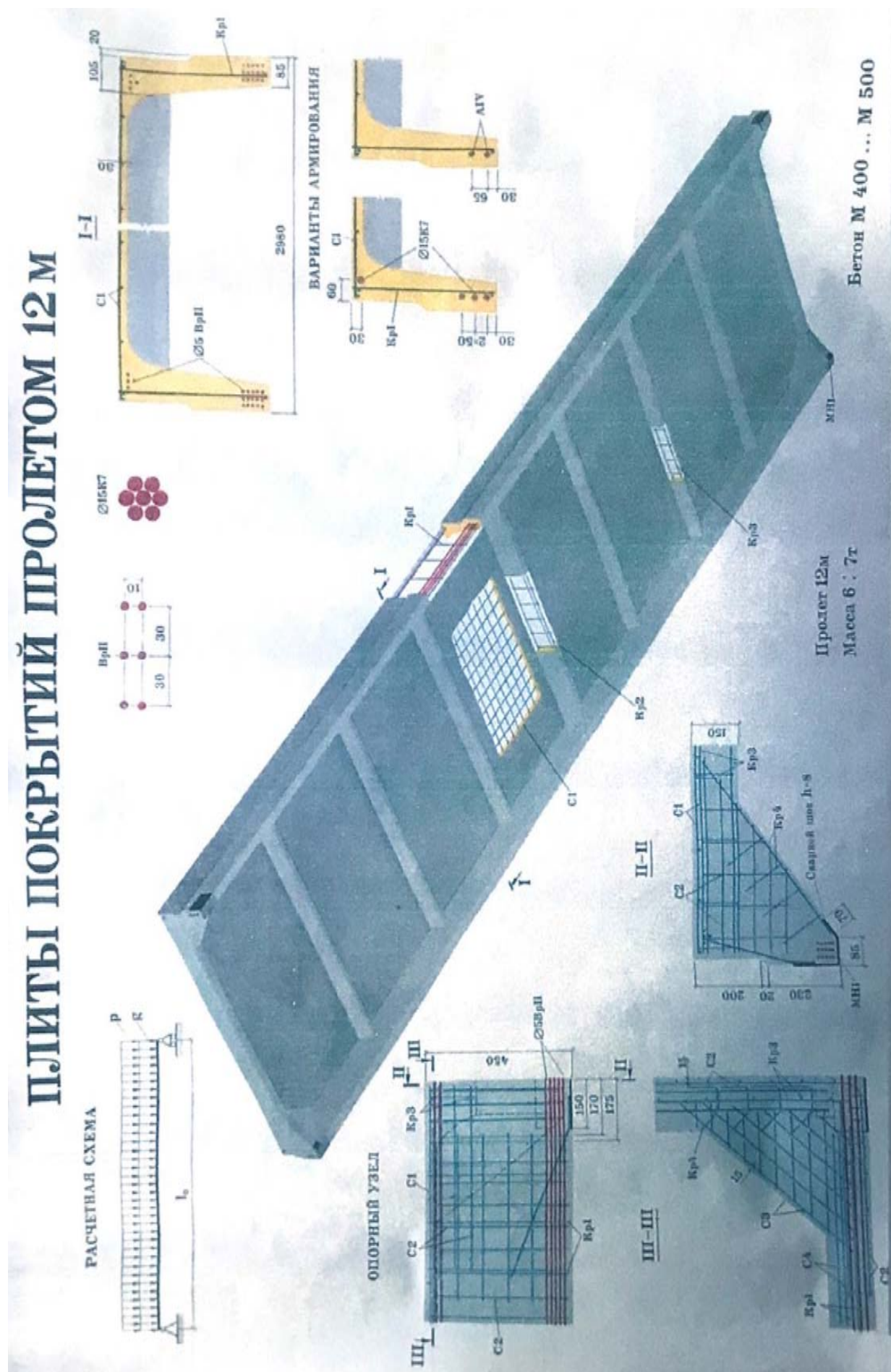
Плиты "двойное Т" рассчитывают как свободнолежащие на двух опорах балки таврового сечения, загруженные равномерно распределенной нагрузкой. Полку рассчитывают на местный изгиб по схеме двухконсольной шарнирно опертой балочной плиты. Нагрузка на плиту: собственный вес плиты; вес кровли и утеплителя; снеговой покров. В

некоторых случаях учитывают нагрузку от подвешенного оборудования. Расчет по двум группам предельных состояний выполняют для стадий эксплуатации, изготовления и транспортирования. В качестве примера для расчета плиты "двойное Т" можно использовать расчет ребристых плит покрытия 3,0х6,0 м или 3,0х12,0 м. Отличие только в расчетной схеме полки плиты. Если плита двухскатная, то в ее расчете есть аналогия с расчетом двухскатной балки покрытия.

Плиты изготавливаются из бетона классов В 30÷В 45. Арматуру напрягают механическим или электротермическим способом.

Сборно-монолитные плиты пролетом 18,0 м изготавливают по двухстадийной технологии: сначала выполняют преднапряженные ребра, и затем к ним прибетонируют полку. По расходу материалов плиты "двойное Т" близки к ребристым плитам 3,0х12,0 м.

ПЛИТЫ ПОКРЫТИЙ ПРОЛЕТОМ 12М



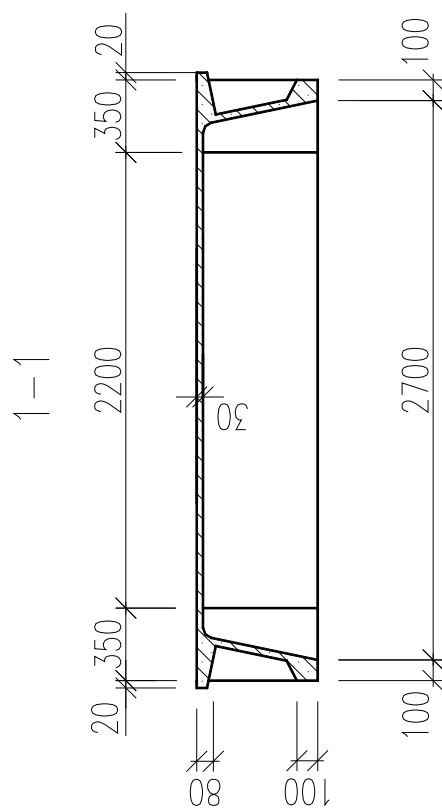
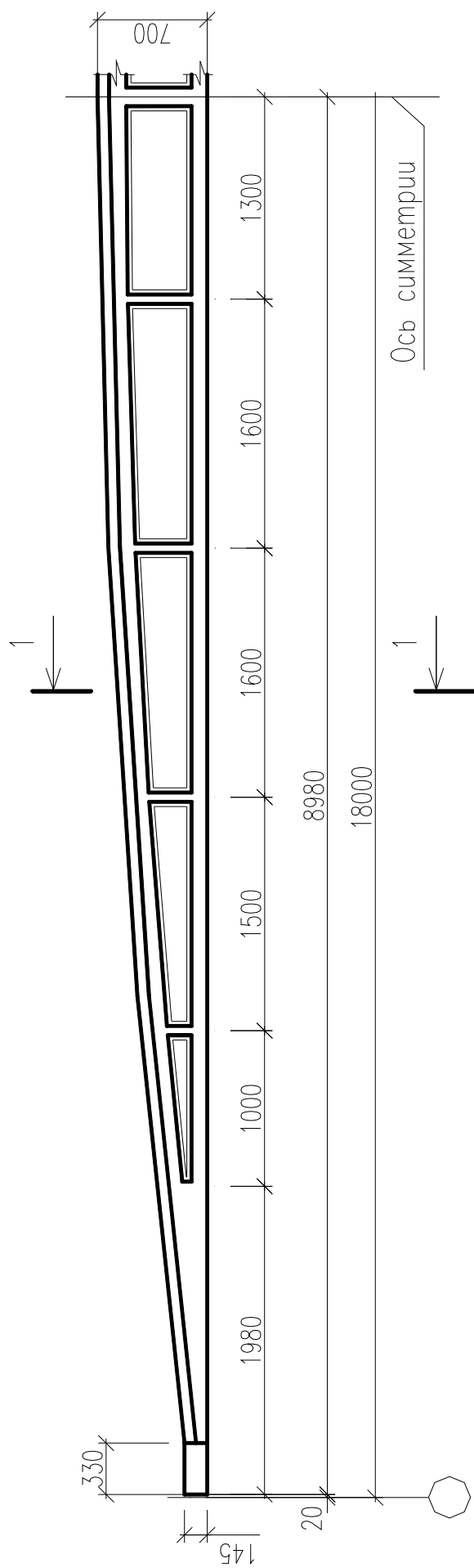


Рис. 5 Плита КЖС (опалубочный чертеж)

ПЛИТЫ КЖС

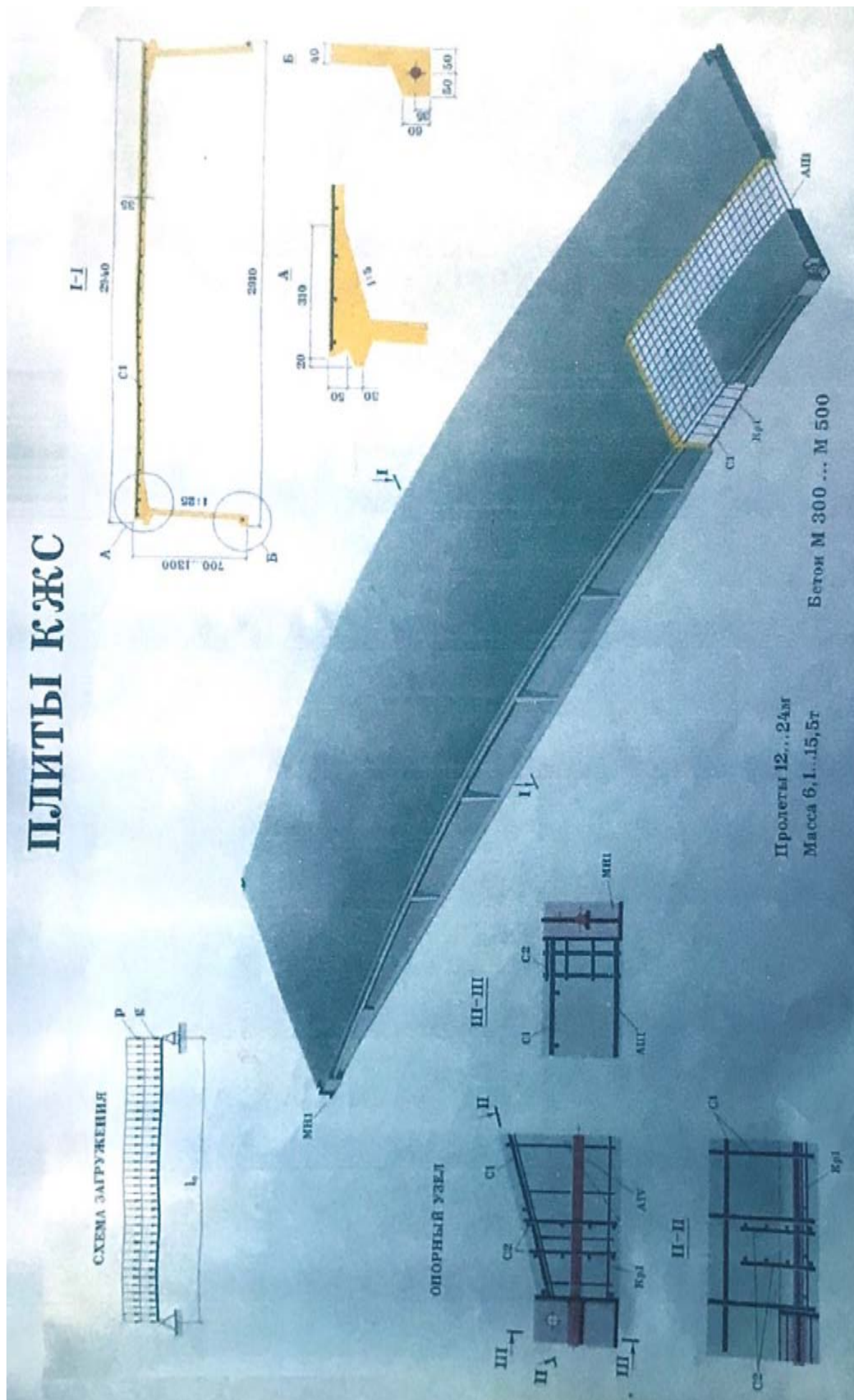


Рис. 6 Плита КЖС

1.1.6 Коробчатые настилы

Сборные предварительно напряженные коробчатые настилы применяют для покрытий одноэтажных промышленных зданий (см. рис 9, 10).

Применение коробчатых настилов обеспечивает гладкие потолки в рабочих помещениях, позволяет прокладывать коммуникации в толще покрытия или перекрытия, а также при необходимости использовать пустоты настилов в качестве воздухопроводов. Такие настилы обеспечивают хороший интерьер, улучшают эксплуатационные качества помещений, существенно снижают расход металлов на воздухопроводы.

Настил состоит из нижней и верхней полок и вертикальных стенок, которые создают двухпустотное коробчатое сечение. Верхняя полка настила может иметь консольные свесы. Коробчатый настил имеет размеры: без консолей полки - высота $900 \div 1200$ мм, ширина 1500 мм; с консолями верхней полки - высота $900 \div 1200$ мм, ширина поверху 3000 мм, ширина внизу 1500 мм.

Полки армируются сварными сетками из проволоки класса В500. Для улучшения работы замкнутого контура концы сеток заводятся и стенки. Стенки настила армируют стержневой арматурой А800, Ат800, или канатами К1400, К1500 (К-7). Кроме напрягаемой арматуры в стенке настила устанавливают плоские сварные каркасы с поперечной рабочей арматурой класса А240(А-I) или В500. С целью предотвращения раскрытия трещин у торцов настила по длине зоны анкеровки арматурных канатов или стержней в нижней полке устанавливаются дополнительные сварные сетки из арматурной проволоки, а в стенках - дополнительные сварные каркасы. В местах опирания настила устанавливаются металлические закладные детали, которые приваривают к закладным деталям стропильных конструкций. В консольных участках верхней полки размещаются закладные детали для сочленения настилов между собой.

Коробчатые настилы рассчитывают как свободнолежащие на двух опорах балки, загруженные равномерно распределенной нагрузкой. По первой группе предельных состояний применяют тавровое сечение, а по второй - двутавровое. Верхнюю полку рассчитывают на местный изгиб с учетом перераспределения усилий по схеме двухпролетной балочной плиты. Усилия в сечениях настила определяют методами строительной механики. Расчет по двум группам предельных состояний выполняют для стадий эксплуатации, изготовления, монтажа и транспортирования.

Аналогом для расчета коробчатого настила может служить пример расчета пустотной плиты перекрытия с круглыми пустотами.

Настилы изготавливают из тяжелого или легкого бетона классов В 35÷В 45 с натяжением арматуры на упоры стенда или на силовые формы. Пустоты образуют при помощи вкладышей, которые извлекают после обработки изделий.

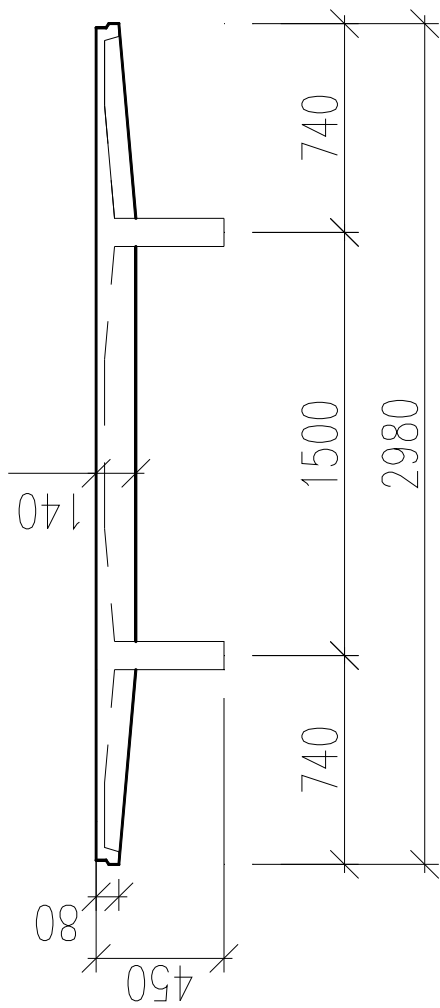
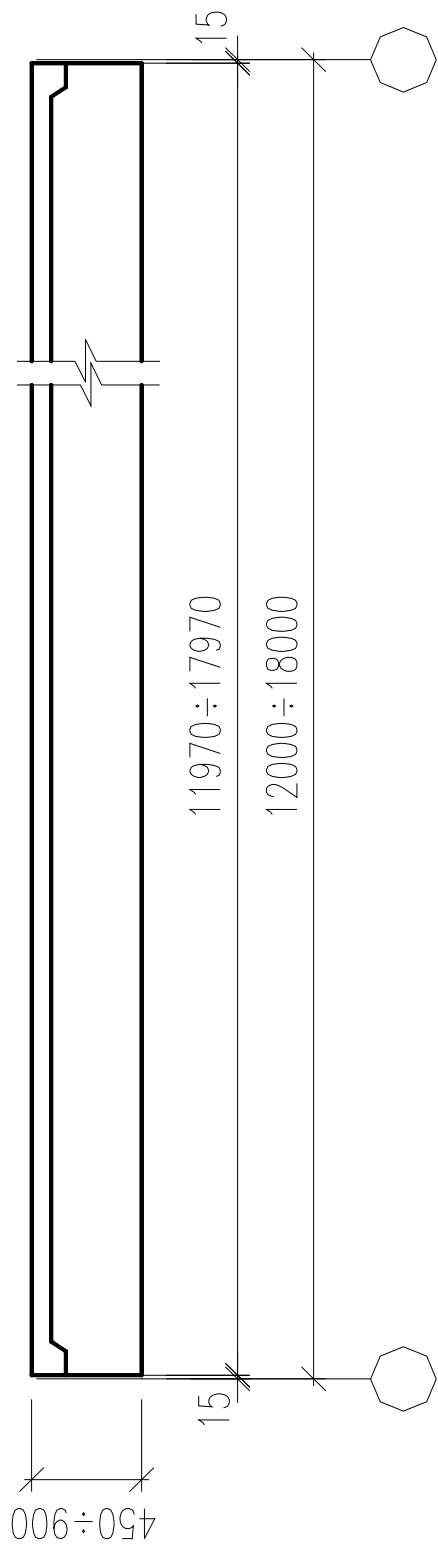
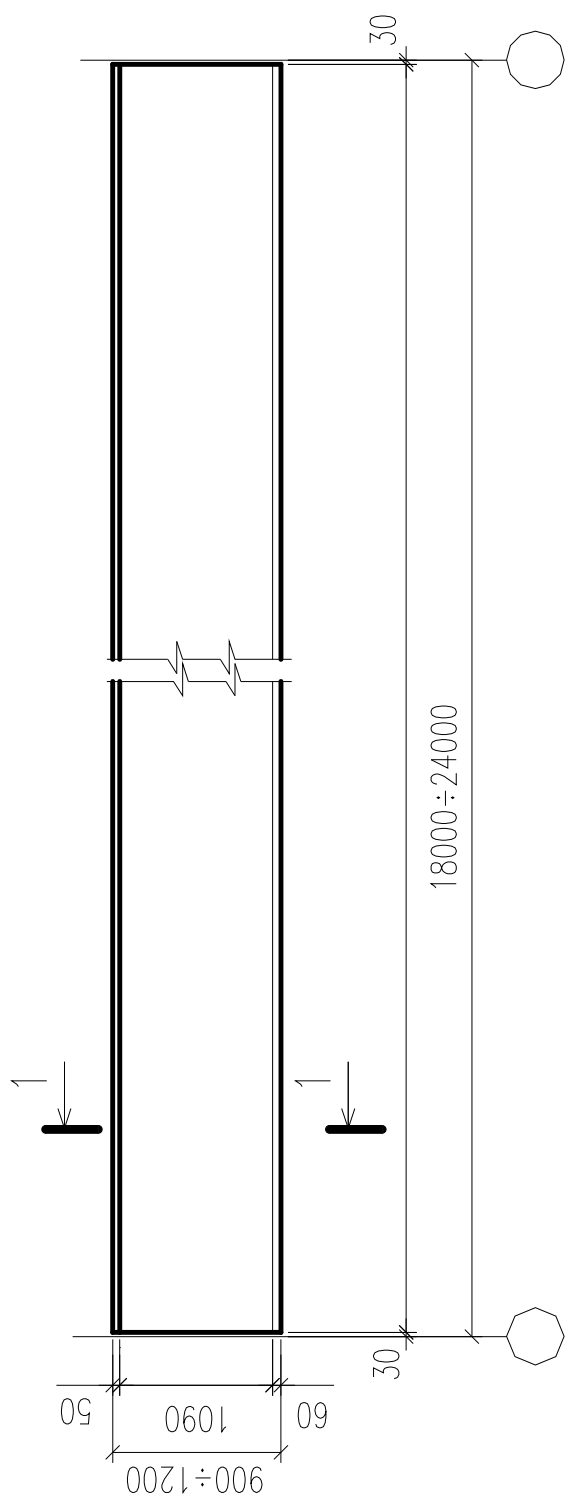


Рис. 7 Плита «Двойное Т» (опалубочный чертеж)

РАСЧЕТНАЯ СХЕМА



21



1 — 1

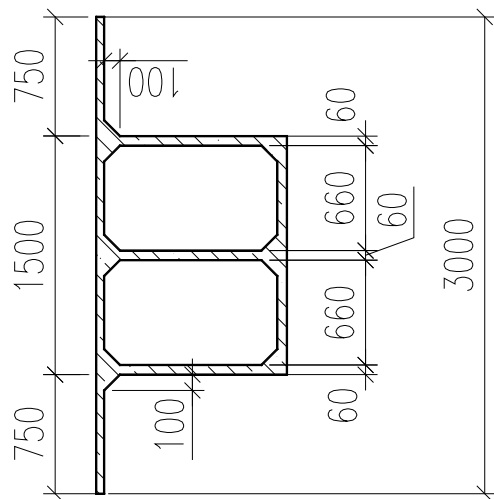


Рис. 9 Коробчатый настил (опалубочный чертеж)

КОРОВАЧАТЫЕ НАСТИЛЫ

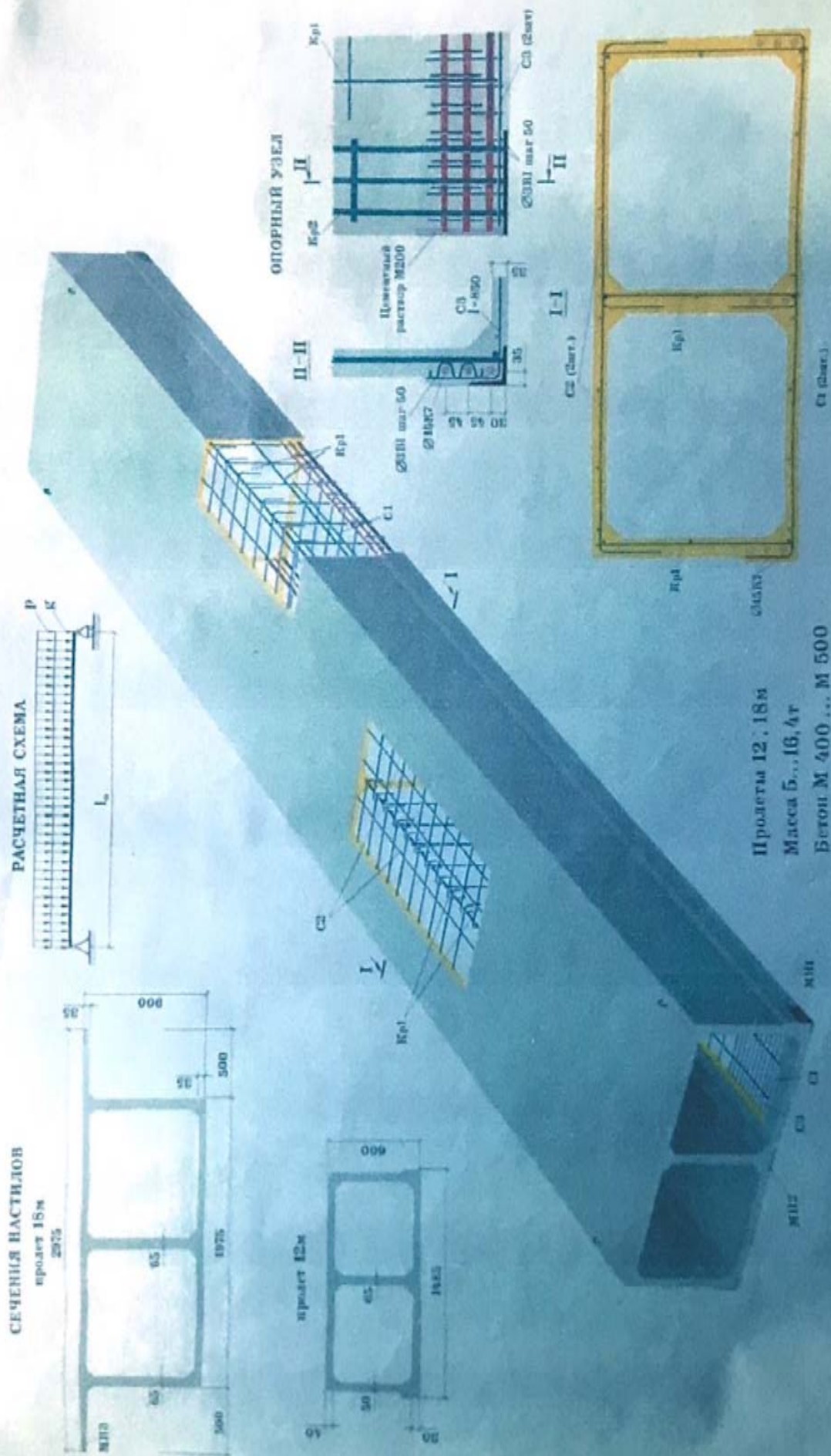


Рис. 10 Коробчатый настил

1.1.7 Стропильные двухскатные балки

Балки этого типа применяют для покрытия зданий пролетом 12,0-18,0 м при шаге колонн 6,0 м (см. рис. 11, 12). Их используют в зданиях с фонарями и без фонарей, с мостовыми кранами или подвесным транспортом. Они предназначены для районов с различной снеговой нагрузкой и для помещений с неагрессивной, слабоагрессивной и сильноагрессивной средой. В последнем случае увеличивается толщина защитного слоя бетона. Уклон верхней полки балок принят 1:12. У опор стенки балок имеют уширения, а в местах примыкания стенки к полкам - вуты.

Стенка и верхняя полка по длине балки армированы тремя каркасами - средними и крайними, нижняя полка - хомутами и стержнями. Продольные стержни каркасов выполняют из стали класса А400(А-III), поперечные из проволоки класса Вр500 или стержней класса А240(А-I). Возможные варианты напрягаемой арматуры: стержневая А800, А1000, Ат800, Ат1000, Ат1200; высокопрочная проволока Вр1200, Вр1300, Вр1400, Вр1500; канаты К1400, К1500 (К-7).

Приопорные участки армируются по периметру уширений на всю высоту балки хомутами из арматурной проволоки Вр500. Для ограничения ширины раскрытия трещин при отпуске напрягаемой арматуры они также армированы, вертикальными сетками из проволоки Вр500.

В верхней полке для крепления плит покрытия через 1,5 м или 3,0 м по длине балки размещаются закладные детали. Балки крепят к колоннам анкерами или сваркой закладных деталей.

1.1.8 Стропильные односкатные балки

Для покрытий зданий со скатной или плоской кровлей пролетом 12,0 м при шаге колонн 6,0 м применяют балки постоянной высоты (см. рис. 13, 14). Балки можно применять в условиях слабой и среднеагрессивной среды при увеличении защитного слоя бетона и антикоррозионном покрытии.

Стенка и полки балки армируются сварными каркасами с продольными стержнями периодического профиля из стали класса А400(А-III) и поперечными стержнями из арматурной проволоки класса В500. Приопорные участки балок дополнительно армируются по периметру уширений на всю высоту балки сетками или хомутами из стали класса А240(А-I).

Возможные варианты напрягаемой арматуры: стержневая периодического профиля из стали классов А800, А1000, Ат800, Ат1000, Ат1200; высокопрочная проволока Вр1200, Вр1300, Вр1400, Вр1500; канаты К1400, К1500 (К-7). При сильноагрессивной среде с целью соблюдения трещиностойкости верхнюю полку также армируют напрягаемой арматурой.

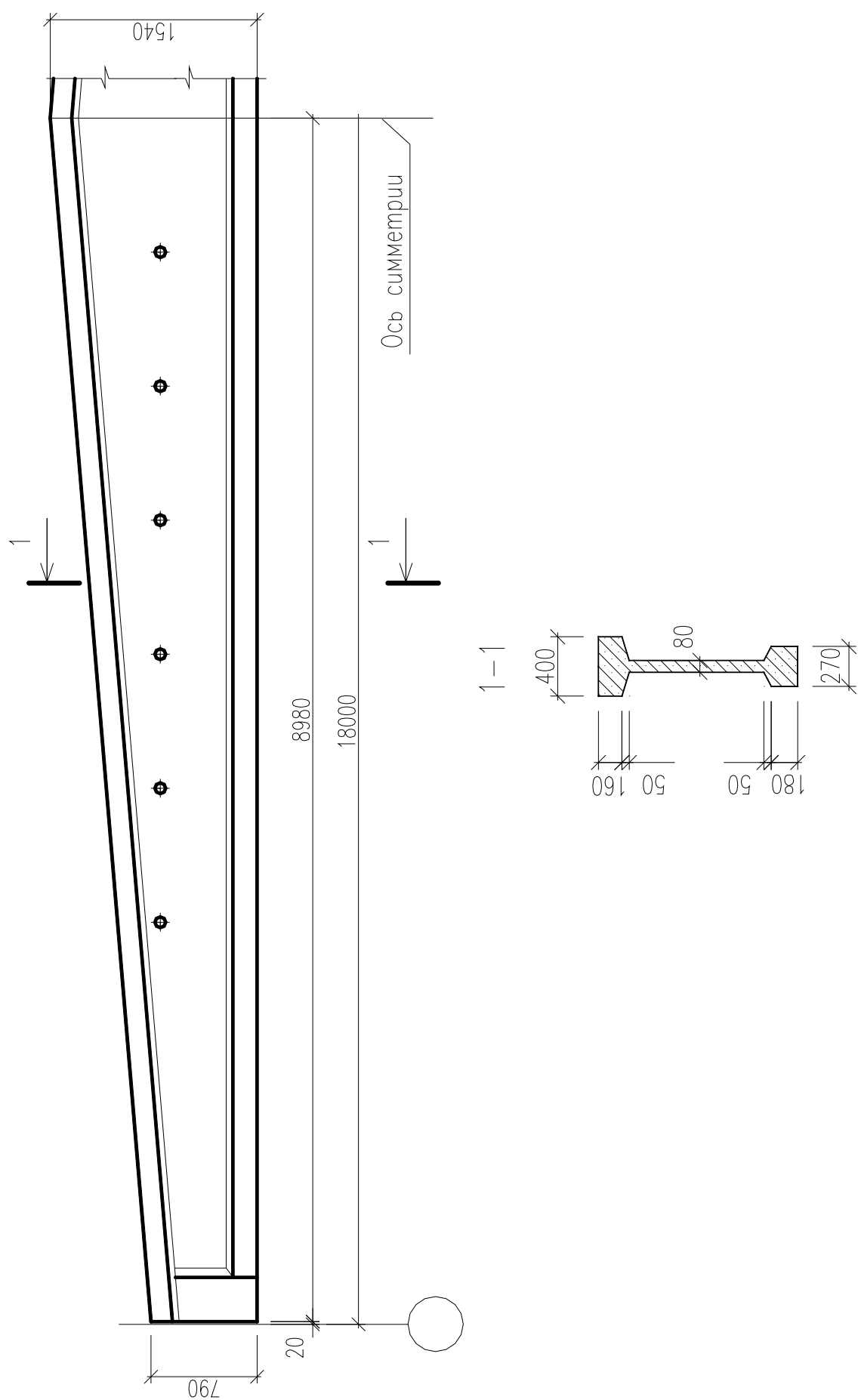


Рис. 11 Двухскатная балка сплошного сечения (опалубочный чертеж)

СТРОПИЛЬНЫЕ ДВУСКАТНЫЕ БАЛКИ

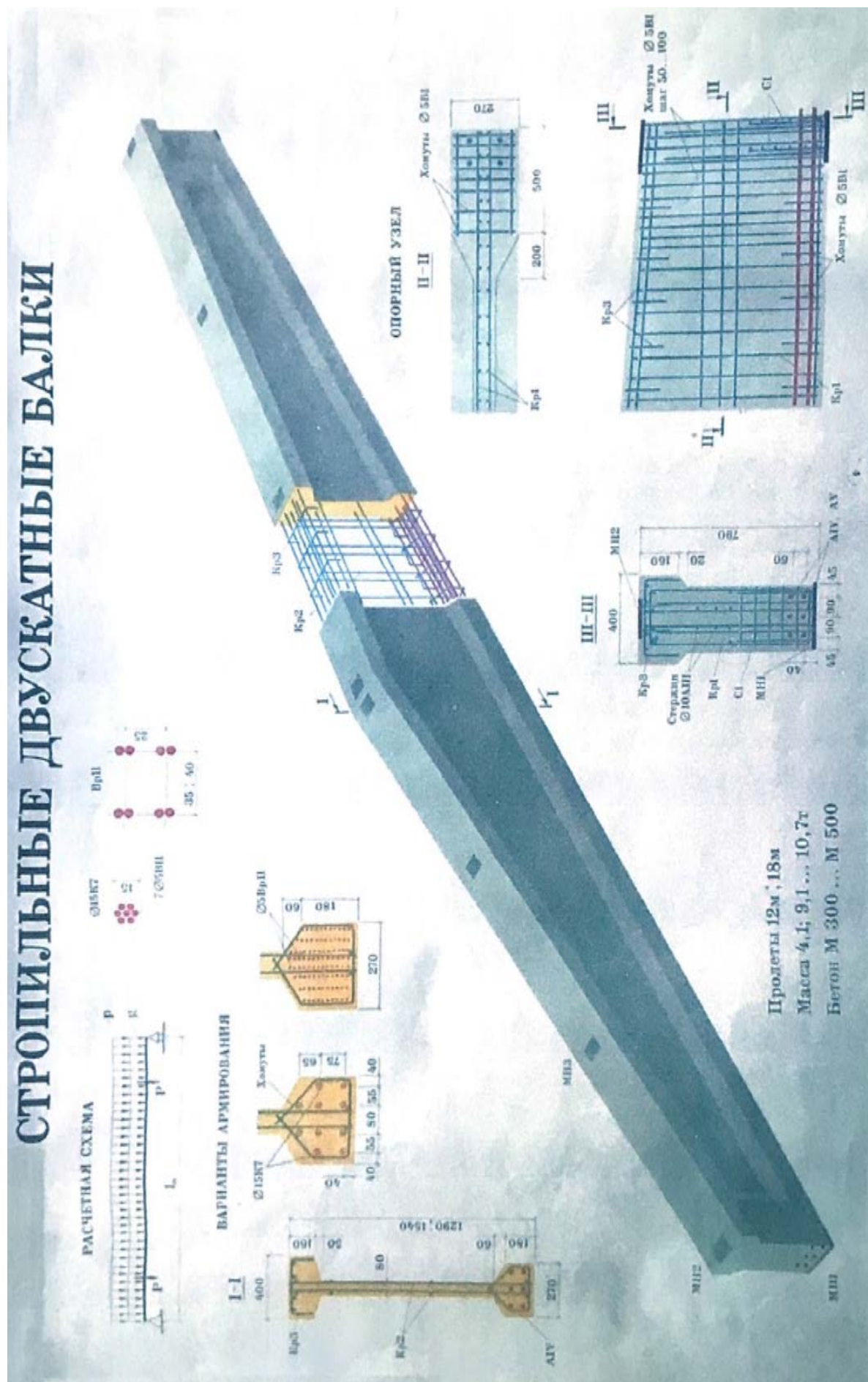


Рис. 12 Двухскатная балка сплошного сечения

Для ограничения ширины раскрытия трещин при отпуске напряженной арматуры место ее анкеровки армируется сетками, расположенными перпендикулярно напрягаемой арматуре. В верхней полке для крепления плит покрытия через каждые 1,5 м или 3,0 м по длине балки устанавливаются металлические закладные детали. Балки крепят к колоннам анкерами и сваркой закладных деталей.

Расчет по двум группам предельных состояний производится аналогично двухскатной балке пролетом 18,0 м. Отличие в том, что рассматривается только одно нормальное и одно наклонное сечение по первой группе, а при расчете по второй группе относительно проще определить кривизну балки.

1.1.9 Стропильные двухскатные решетчатые балки

Балки применяют для покрытий зданий при шаге колонны 6,0 м (см. рис. 15, 16). Их используют в зданиях с фонарями и без фонарей, с мостовым или подвесным транспортом грузоподъемностью до 5 т. Они предназначены для районов с различной снеговой нагрузкой. Уклон балок принят 1:12, сечение прямоугольное постоянной ширины, отверстия трапециевидного очертания с закругленными углами служат для пропуска коммуникации.

Армируются балки по длине шестью сварными каркасами - двумя средними и четырьмя опорными. Продольные стержни каркасов из стали класса А400(А-III), поперечные - из проволочной арматуры класса В500. В местах отверстий продольные и поперечные стержни каркасов разрезаны, отверстия охватываются по периметру стержнями, площадь поперечного сечения которых равноценна площади сечения перерезанных стержней. Возможно несколько вариантов напрягаемой арматуры: стержневая периодического профиля из стали класса А800, А1000, Ат800, Ат1000, Ат1200; высокопрочная проволока Вр1200, Вр1300, Вр1400, Вр1500; канаты К1400, К1500 (К-7).

Армирование опорных зон балок и их крепление к колоннам аналогично с двухскатными балками со сплошной стенкой.

Рассчитывают балки на нагрузки - постоянную и временную (снеговую), передающиеся через ребра плит в виде сосредоточенных сил. Нагрузки от стоек фонаря, подвесного транспорта и снеговых мешков принимают как сосредоточенные силы. Усилия в сечениях балок определяют методами строительной механики или с помощью расчетных программных комплексов как для рамной конструкции. Расчет по двум группам расчетных предельных состояний выполняют для стадий эксплуатации, изготовления, монтажа и транспортирования.

Основным преимуществом балок являются простота их изготовления и малый расход стали и формы. Балки изготавливают в горизонтальном положении (плашмя). Арматуру натягивают на упоры или силовые формы механическим или электротермическим способом.

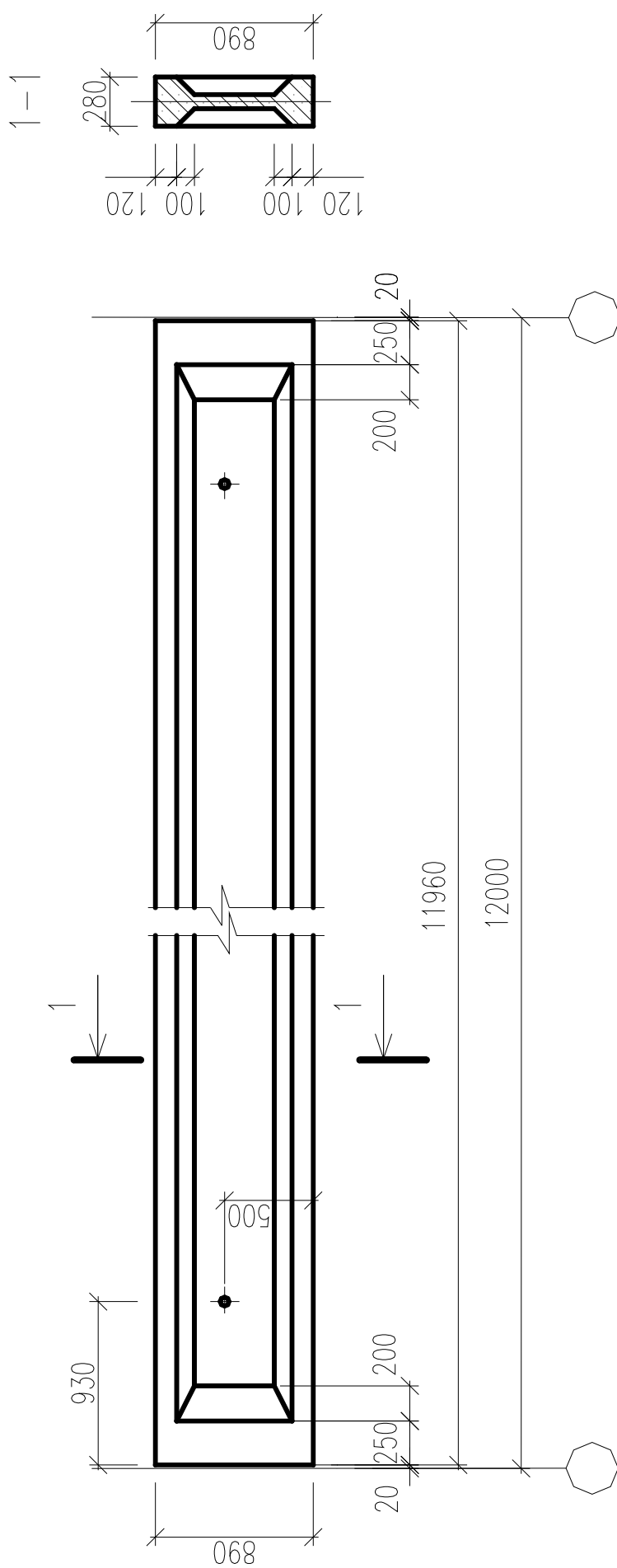


Рис. 13 Односкатная балка (опалубочный чертеж)

СТРОПИЛЬНЫЕ ОДНОСКАТНЫЕ БАЛКИ

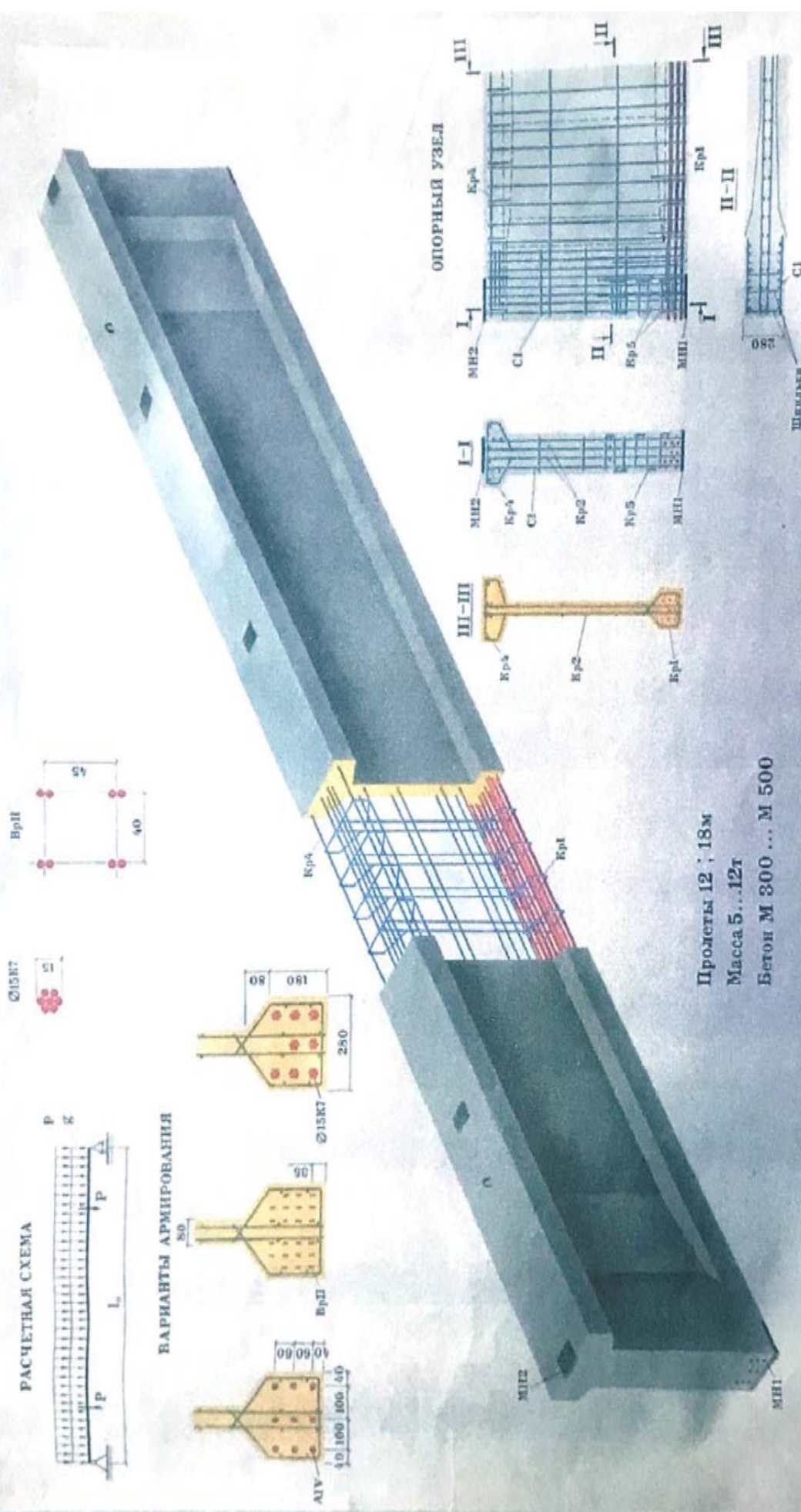


Рис. 14 Односкатная балка

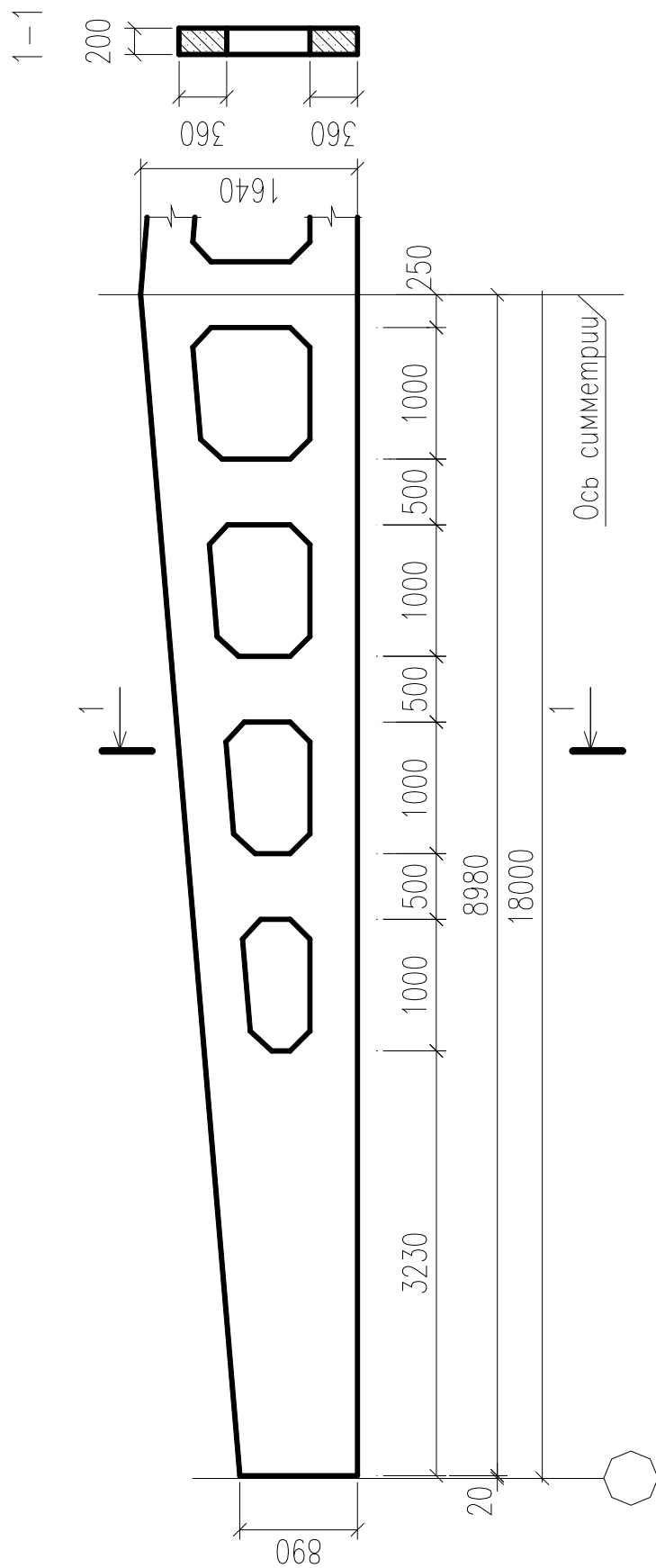


Рис. 15 Двухскатная решетчатая балка (опалубочный чертеж)

СТРОПИЛЬНЫЕ ДВУСКАТНЫЕ РЕШЕТЧАТЫЕ БАЛКИ

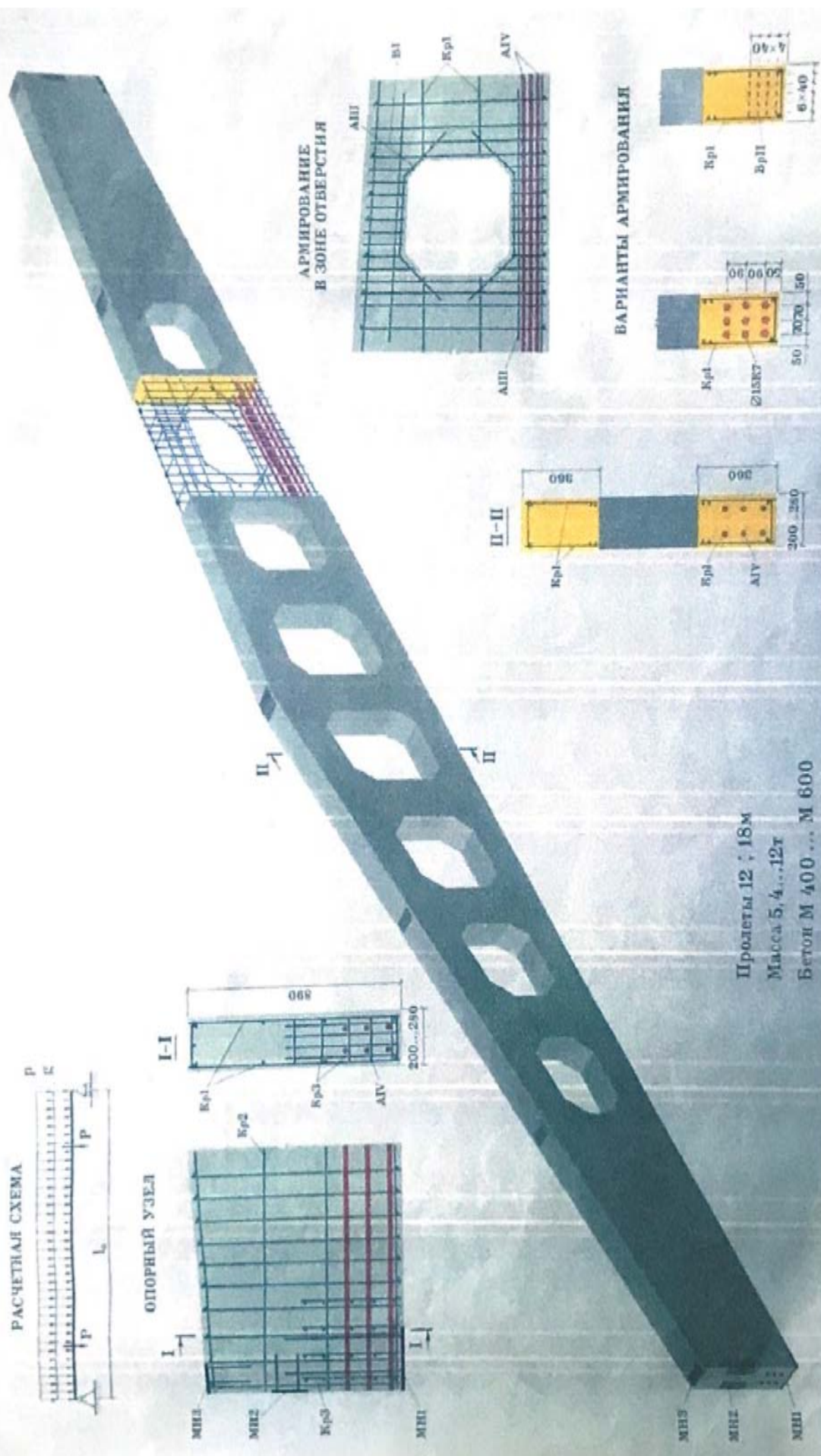


Рис. 16 Двухскатная решетчатая балка

1.1.10 Подстропильные балки

Для покрытий зданий со скатной и плоской кровлей при расстоянии между стропильными конструкциями 6,0 м и шаге колонн 12,0 м применяются подстропильные балки таврового сечения с полкой в растянутой зоне (см. рис. 17, 18). Их используют в зданиях с мостовыми кранами и подвесным транспортом в районах с различной снеговой нагрузкой. На подстропильные балки опираются стропильные конструкции.

Очертание подстропильных балок трапециевидное, сечение в пролете тавровой формы с полкой внизу, на опоре - прямоугольное. По середине пролета с двух сторон балки имеются банкетки (стульчики) для опирания стропильных конструкций.

Возможные варианты напрягаемой арматуры: стержневая А800, А1000, Ат800, Ат1000, Ат1200; высокопрочная проволока Вр1200, Вр1300, Вр1400, Вр1500; канаты К1400, К1500 (К-7).

Стенка и полка армируются сварными каркасами с продольными стержнями из стали класса А400(А-III) и поперечными из проволочной арматуры В500. Опорные участки и зона анкеровки напрягаемой арматуры усиливаются дополнительно арматурой в виде сеток из проволоки Вр500. Банкетки армируются по периметру сварными сетками. Верхняя зона банкетов для предотвращения разрушения от сжатия под опорами стропильных конструкций усиливается горизонтальными сварными сетками. Для крепления стропильных конструкций на верхней грани банкетов и стенки в середине пролета балки устанавливаются закладные детали. Подстропильные балки крепят к колоннам анкерами и сваркой закладных деталей.

Рассчитывают подстропильные балки как свободнолежащие на двух опорах. Однако сварка опорных закладных деталей балок и колонн и особенно пригрузка их на опорах стропильными конструкциями создают частичное защемление, которое можно учитывать при расчетах. Нагрузки от покрытия - постоянная и временная (снеговая) передают на подстропильные балки в виде сосредоточенных сил по середине пролета, как сумму опорных реакций двух стропильных конструкций. Нагрузку от веса балки учитывают как равномерно распределенную. Усилия в сечениях балки определяют методами строительной механики. Расчет по двум группам предельных состояний выполняют для стадий эксплуатации, изготовления, монтажа и транспортирования.

Бетонируют балки в вертикальном положении. Стержневую арматуру натягивают на упоры стенда или формы механическим или термическим способом. Подстропильные балки в настоящее время отменены в качестве типовых, но применение их разрешено до износа металлических форм.

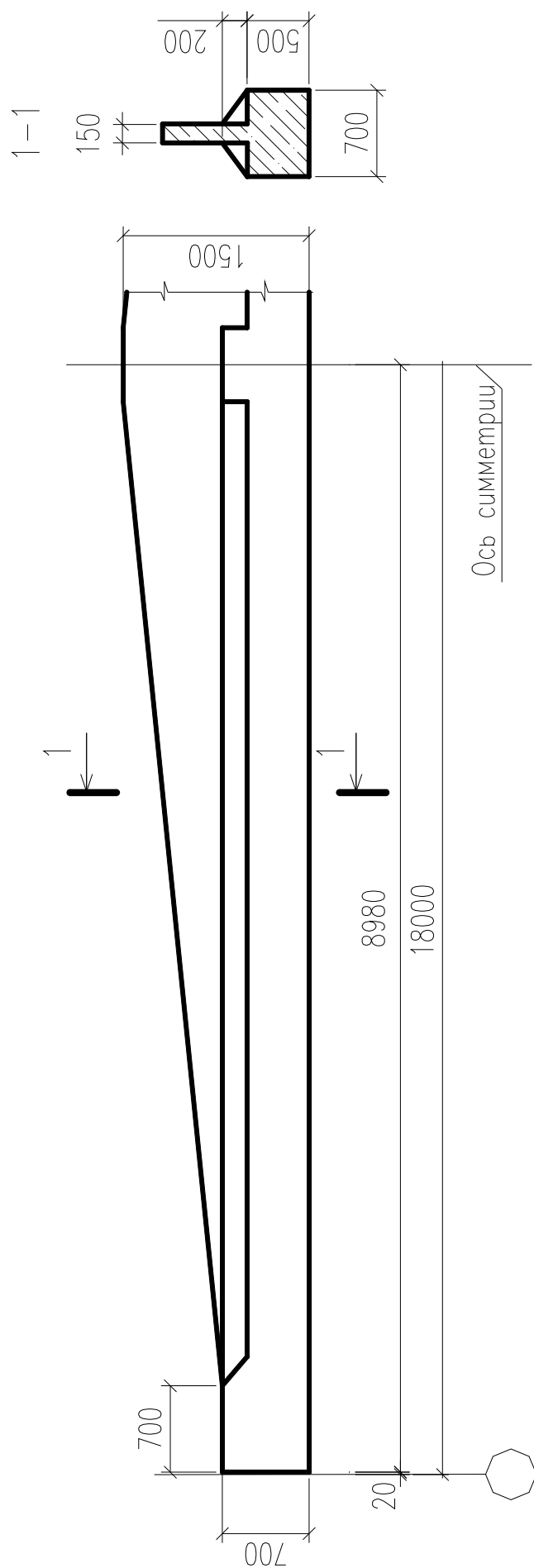


Рис. 17 Подстропильная балка (опалубочный чертеж)

ПОДСТРОПИЛЬНЫЕ БАЛКИ

ОПОРНЫЙ УЗЕЛ

РАСЧЕТНАЯ СХЕМА

Пролет 12м
Масса 12т
Бетон М 400 ... М 500

Бетон М 400... М 500

1.1.11 Сегментные фермы

Фермы сегментного очертания применяют для покрытий зданий пролетом 18,0 м и 24,0 м (см. рис. 19) при шаге колонн 6,0 м и 12,0 м. Фермы предназначены для зданий со светоаэрационными фонарями и без фонарей, с мостовыми кранами или с подвесным оборудованием грузоподъемностью до 5 т. Эти фермы используют в районах с различной снеговой нагрузкой и любой агрессивностью газовой средой. При агрессивной среде плотность бетона, виды вяжущего, добавки и меры по защите арматуры и закладных деталей назначают в соответствии с указанными нормами.

Фермы состоят из верхнего и нижнего поясов, стоек и раскосов, верхний пояс имеет ломаное очертание с прямолинейными участками между узлами и уклоном в пределах ширины фонаря 1:12. Расстояние между узлами верхнего пояса назначают, исходя из ширины плит покрытия – 3,0 м. Высота ферм колеблется в пределах $1/7 \div 1/9$ пролета.

Элементы фермы армируются сварными каркасами, продольные стержни которых из стали класса А400(А-III), поперечные из проволоки В500. Плоские каркасы верхнего пояса, стоек, раскосов и узлов объединяются в пространственные каркасы. Опорные пролетные узлы армируют сварными каркасами, соединенными шпильками. В нижнем поясе применяют замкнутые хомуты или П-образные каркасы. Опорные узлы, в целях ограничения ширины раскрытия трещин при отпуске напрягаемой арматуры, дополнительно армируются сварными сетками из холодноотянутой проволоки В500, расположенными перпендикулярно напрягаемой арматуре. Нижний пояс армируется предварительно напряженной арматурой. Ее возможные варианты: стержневая А800, А1000, Ат800, Ат1000, Ат1200; высокопрочная проволока Вр1200, Вр1300, Вр1400, Вр1500; канаты К1400, К1500 (К-7). Использование высокопрочной проволоки и канатов позволяет экономить 20÷30% арматуры.

В верхнем поясе для крепления плит покрытия через каждые 3,0 м или 1,5 м по длине фермы устанавливаются закладные детали. Фермы крепятся к колоннам анкерами и сваркой закладных деталей.

Рассчитывают фермы как рамные конструкции. Допускается приближенный расчет как стержневых конструкций с шарнирными узлами. Нагрузки на фермы передаются через ребра плит в виде сосредоточенных сил на верхнем поясе. Нагрузки от стоек фонарей и снеговых мешков учитываются также как сосредоточенные силы, приложенные к верхнему поясу. Нагрузки от подвесного транспорта прикладывают к узлам нижнего пояса. Сечения верхнего пояса, сжатых стоек и раскосов рассчитывают и конструируют как внецентренное сжатые. Растянутые элементы решетки и нижний пояс рассчитывают как центрально растянутые сечения. Прочность сечения опорного узла фермы

проверяют на поперечную силу и изгибающий момент. Прогиб фермы определяют с учетом длительного воздействия части нагрузок и выгиба от предварительного обжатия бетона. Расчет по двум группам предельных состояний выполняют для стадий эксплуатации, изготовления, монтажа и транспортирования.

Фермы изготавливают преимущественно плашмя по двум вариантам: с закладными, заранее изготовленными, элементами решеток и монолитными поясами; одновременным бетонированием решетки и поясов. Арматуру натягивают на упоры стенда или формы.

1.1.12 Безраскосные фермы

Безраскосные фермы применяют для покрытий зданий пролетами 18,0÷30,0 м при шаге колонн 6,0 м и 12,0 м под скатную кровлю со светоаэрационными фонарями и без них (см. рис. 20, 21). В случае малоуклонной кровли фермы изготавливаются со столбцами в узлах верхнего пояса. Фермы предназначены для районов с различной снеговой нагрузкой, для зданий с любой агрессивной воздушной средой при условии антикоррозийной защиты конструкций.

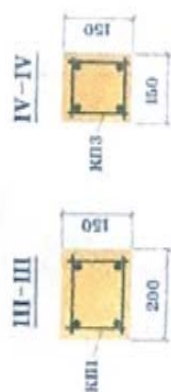
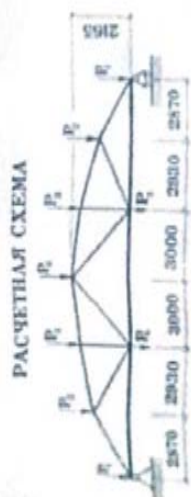
Применение в покрытиях зданий безраскосных ферм позволяет более рационально использовать свободное пространство для устройства технического этажа, пропуска технологических конструкций и т.п. Кроме того, по сравнению с сегментными фермами в безраскосных фермах более проста конструкция узлов и технология изготовления. Однако жесткие узлы вызывают в стойках и поясах ферм значительные изгибающие моменты, что требует увеличения сечения элементов безраскосных ферм и их армирование по сравнению с раскосными фермами.

Для всех ферм одного пролета принимают одинаковые размеры внешнего контура, что дает возможность изготавливать их в комбинированной опалубочной форме со сменными вкладышами. Фермы изготавливаются цельными с предварительно напряженным нижним поясом. Для покрытий зданий с сильно агрессивной средой изготавливаются безраскосные фермы с предварительным напряжением арматуры стоек, что обеспечивает трещиностойкость всех элементов ферм.

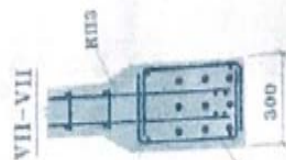
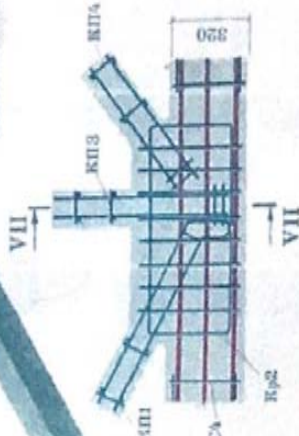
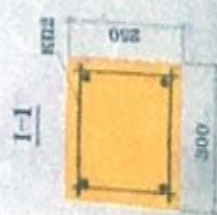
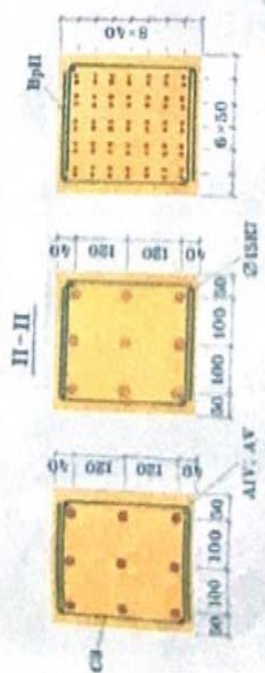
В качестве напрягаемой арматуры в фермах применяют стержневую арматуру класса А600 и выше, высокопрочная проволока Вр1200, Вр1300, Вр1400, Вр1500; канаты К1400, К1500 (К-7).

Верхний пояс, стойки и опорный узел армируются сварными пространственными каркасами. Рабочая арматура периодического профиля выполняется из стали класса А400(А-III), монтажная и поперечная арматура - из стали классов А240(А-I) и В500. В местах непосредственной передачи усилия обжатия напрягаемой арматурой ставят дополнительные сетки или каркасы. В местах опирания плит покрытия в верхнем поясе ферм размещаются металлические закладные детали. Фермы крепятся к колоннам анкерными болтами и сваркой закладных деталей.

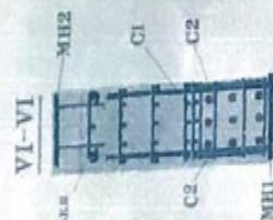
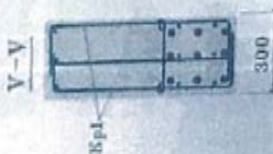
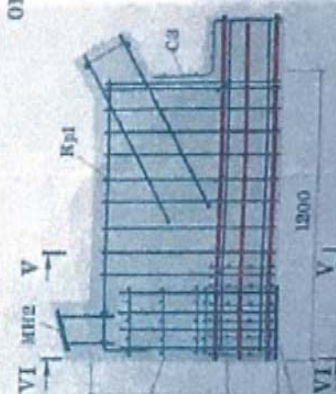
РАСЧЕТНАЯ СХЕМА



ВАРИАНТЫ АРМИРОВАНИЯ НИЖНЕГО ПОЯСА



ОПОРНЫЙ УЗЕЛ



Пролеты 18; 24м
Масса 4,5...18,6т
Бетон М 400 ... М 500

Рис. 19 Сегментная ферма

Рассчитывают безраскосные фермы при помощи расчетных программных комплексов с учетом жесткости узлов как замкнутую многоконтурную раму. Нагрузки от покрытия передаются через ребра плит в виде сосредоточенных сил на верхний пояс. Нагрузки от подвешного транспорта и технологических коммуникаций прикладывают к узлам нижнего пояса ферм. По расчетным усилиям верхний пояс и стойки рассчитывают и конструируют как внецентренно сжатые элементы, а нижний пояс как внецентренно растянутый предварительно напряженный элемент. Сборный узел ферм рассчитывают и конструируют исходя из условий надежности анкеровки арматуры и прочности наклонных сечений.

Изготавливают фермы из тяжелого бетона классов В30÷В45 преимущественно с натяжением арматуры механическим способом на упоры силовых форм. При стержневой арматуре возможно ее напряжение электротермическим способом.

1.1.13 Подстропильные фермы

Подстропильные фермы применяют в покрытиях одноэтажных промышленных зданий при шаге колонн внутреннего ряда – 12,0 м и 18 м (см. рис. 22, 23). На них опирают стропильные конструкции с шагом 6,0 м. Подстропильная ферма пролетом 18,0 м имеет трапецевидное очертание с двумя “окнами” для установки стропильных конструкций.

Применение подстропильных конструкций возможно в зданиях с плоской и скатной кровлей с подвесным транспортом, подвесным потолком или верхней разводкой коммуникаций.

Фермы проектируются цельными с предварительно напряженным нижним поясом.

В качестве напряженной арматуры может использоваться стержневая или проволочная из сталей классов: А800, А1000, Ат800, Ат1000, Ат1200; Вр1200, Вр1300, Вр1400, Вр1500; канаты К1400, К1500 (К-7).

Верхний пояс и элементы решетки армируются пространственными сварными каркасами с продольной арматурой из стали А400(А-III) и поперечной – из стали класса А240(А-I) или В500. Растянутые раскосы фермы армируются плоскими изогнутыми каркасами. Это обеспечивает надежное восприятие значительных сосредоточенных нагрузок от стропильных конструкций. В верхних узлах растянутых раскосов продольную арматуру заводят за грань узла на величину не менее чем 35 диаметров. Все узлы армируют плоскими сварными каркасами, которые при сборке объединяют хомутами или шпильками в пространственные. В местах передачи усилия предварительного обжатия на бетон на длине не менее 200 мм дополнительно устанавливают сварные сетки, шпильки или замкнутые хомуты.

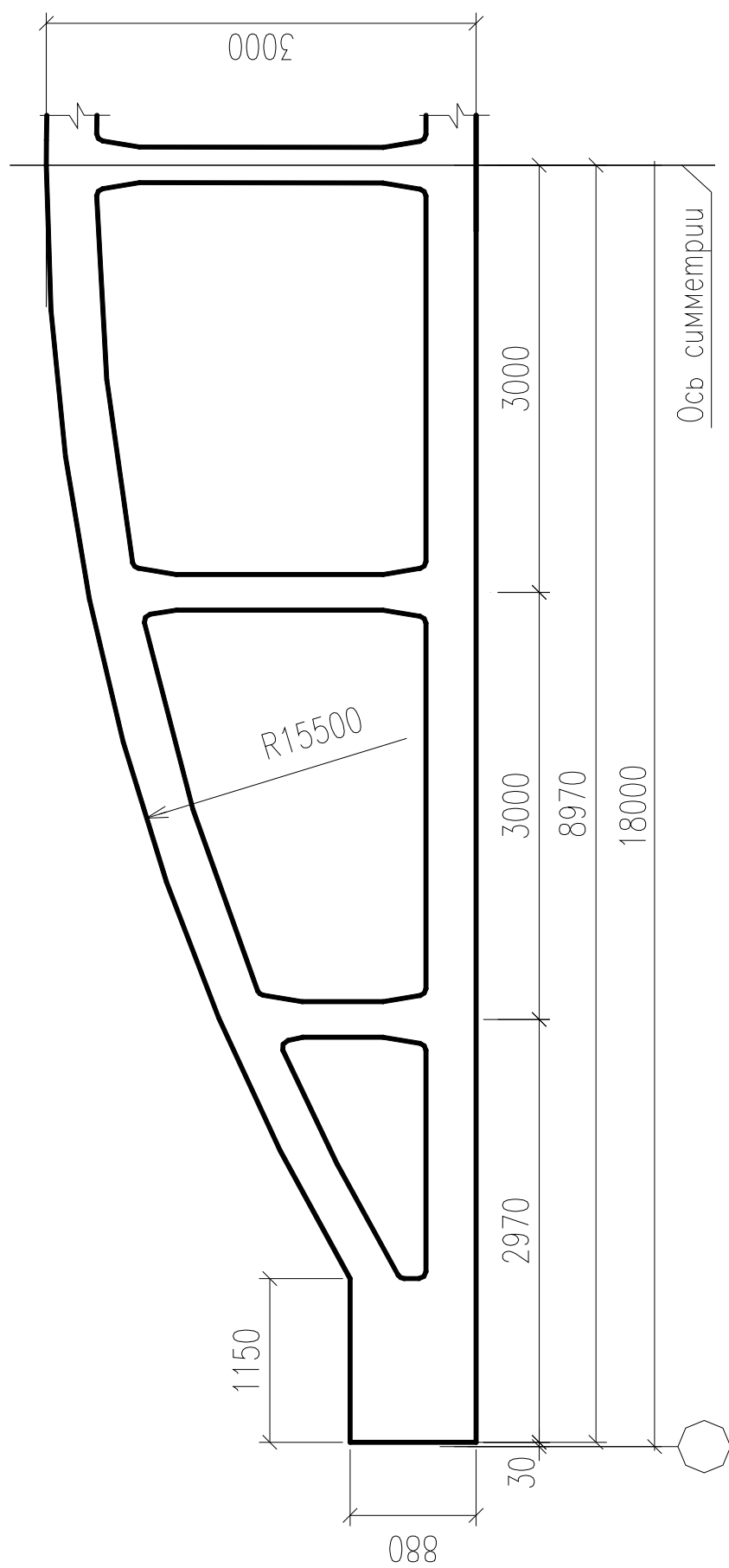


Рис. 20 Безраскосная ферма (опалубочный чертеж)

БЕЗРАСКОСНЫЕ ФЕРМЫ

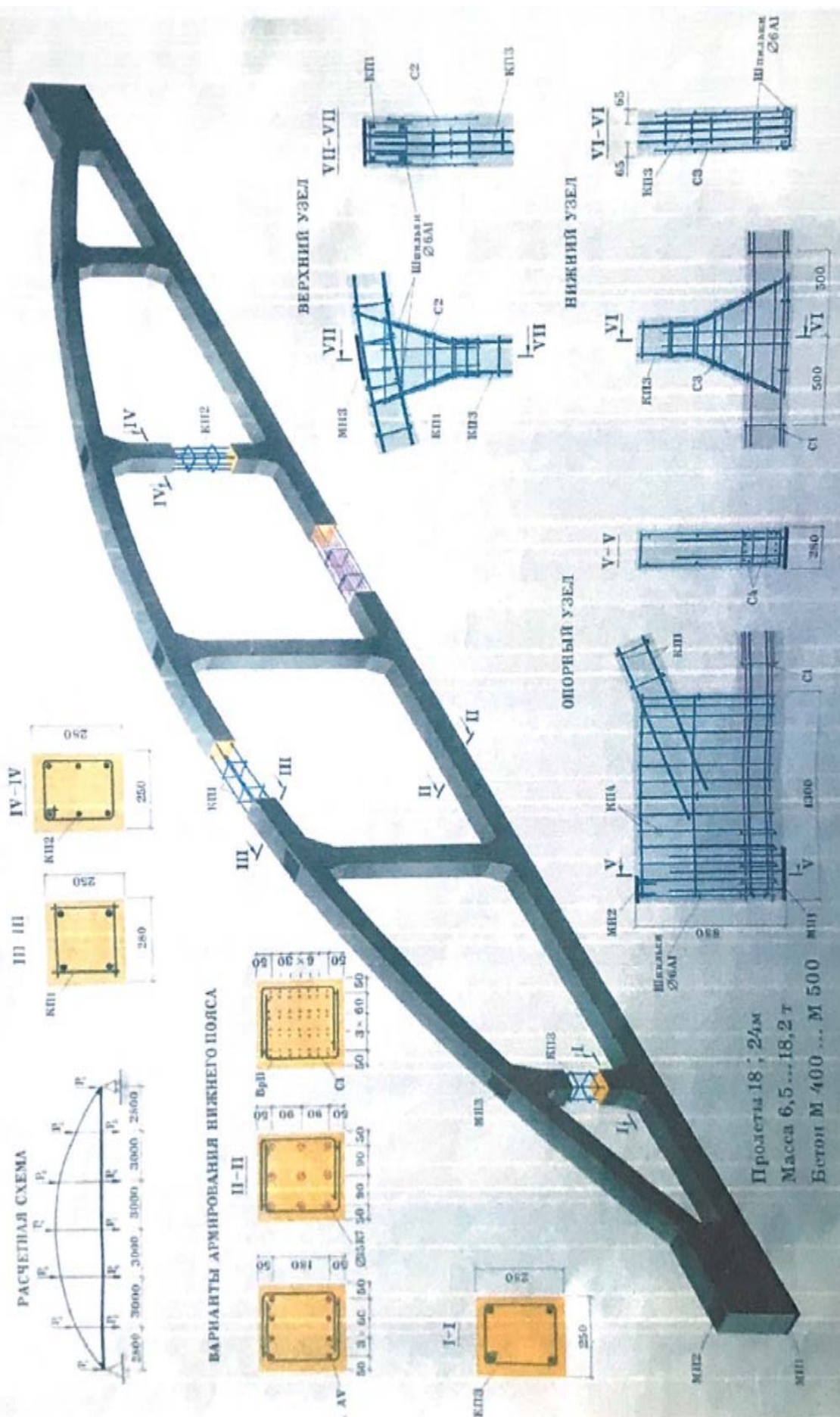


Рис. 21 Безраскосная ферма

В местах опирания на подстропильные фермы стропильных конструкций применяют косвенное армирование из сварных сеток. Опорные закладные детали с анкерными болтами должны иметь надежную анкеровку. Сжатую часть опоры фермы у торца конструируют так, чтобы она воспринимала полную реакцию стропильных конструкций в случае опирания их только на конец одной подстропильной фермы. Кроме того, в сжатой зоне опорного сечения нужно ставить продольную арматуру, чтобы в случае образований заземления опоры подстропильной фермы раскрытие трещин в верхней зоне не превышало допустимых пределов.

Подстропильные фермы рассчитывают на сосредоточенные нагрузки от реакций стропильных конструкций, приложенные в нижних узлах и на нагрузку от плит покрытия в верхних узлах. Усилия в стержнях фермы определяют методами строительной механики с учетом жесткости узлов. Нижний пояс и средние раскосы рассчитывают на внецентренное растяжение, а верхний пояс и сжатые раскосы - на внецентренное сжатие. Места опирания стропильных конструкций проверяют расчетом на местное сжатие. Опорный узел рассчитывают на прочность по наклонному сечению. При расчете узлов фермы определяют количество поперечной арматуры в узле из условий анкеровки растянутого раскоса, а площадь сечения стержней, окаймляющих узел - из условия ограничения ширины раскрытия трещин.

1.1.14 Арки

Железобетонные арки применяют при индивидуальном проектировании покрытий одноэтажных производственных зданий (см. рис. 24, 25). Арки целесообразно использовать при пролетах от 10,0 м до 36,0 м, а при больших пролетах, например, 60,0 м, они являются самым экономичным решением сборных большепролетных покрытий. Арочные конструкции воспринимают значительные нагрузки, в том числе и сосредоточенные, например, от подвесных кранов. Арки часто служат элементами других конструкций, в частности, диафрагмами оболочек покрытий производственных зданий, элементами арочных подкрановых эстакад.

В покрытиях производственных зданий применяют двухшарнирные арки с предварительно напряженными затяжками. Для уменьшения провисания затяжки предусматриваются подвески, через которые передают на арку нагрузки от подвесного потолка и подвесных кранов. Обычно арки проектируют пологими со стрелой подъема $1/5 \div 1/9$ пролета, что уменьшает объем зданий, но увеличивает распор в арках. Поперечное сечение в арках - двутавровое, или коробчатое, реже прямоугольное или кольцевое. Высоту сечения арок принимают в пределах $1/30 \div 1/40$ пролета. Наиболее экономичными являются арки, очерченные по квадратной параболе, однако в связи с простотой изготовления чаще

используют арки, очерченные по дуге круга. Учитывая большую величину пролетов арок, их собирают из блоков. Стыки между блоками могут выполняться "насухо", либо омоноличиваться. Стержни продольной рабочей арматуры в стыках соединяют ванной сваркой.

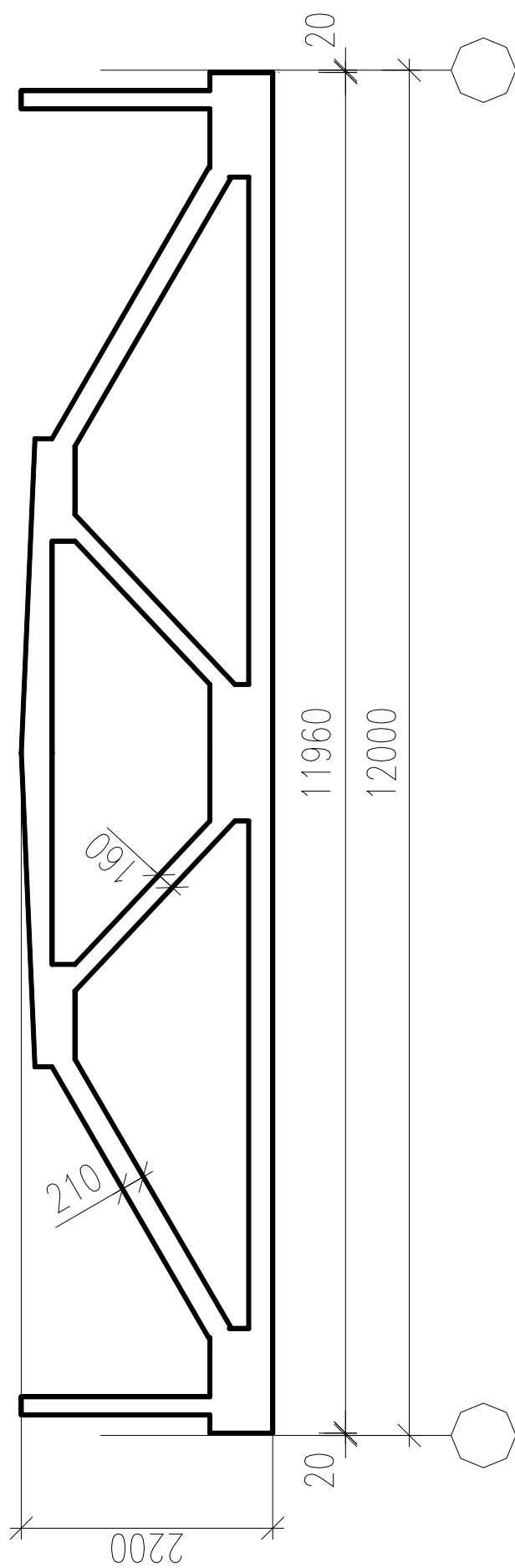


Рис. 22 Подстропильная ферма (опалубочный чертеж)

ПОДСТРОПИЛЬНЫЕ ФЕРМЫ

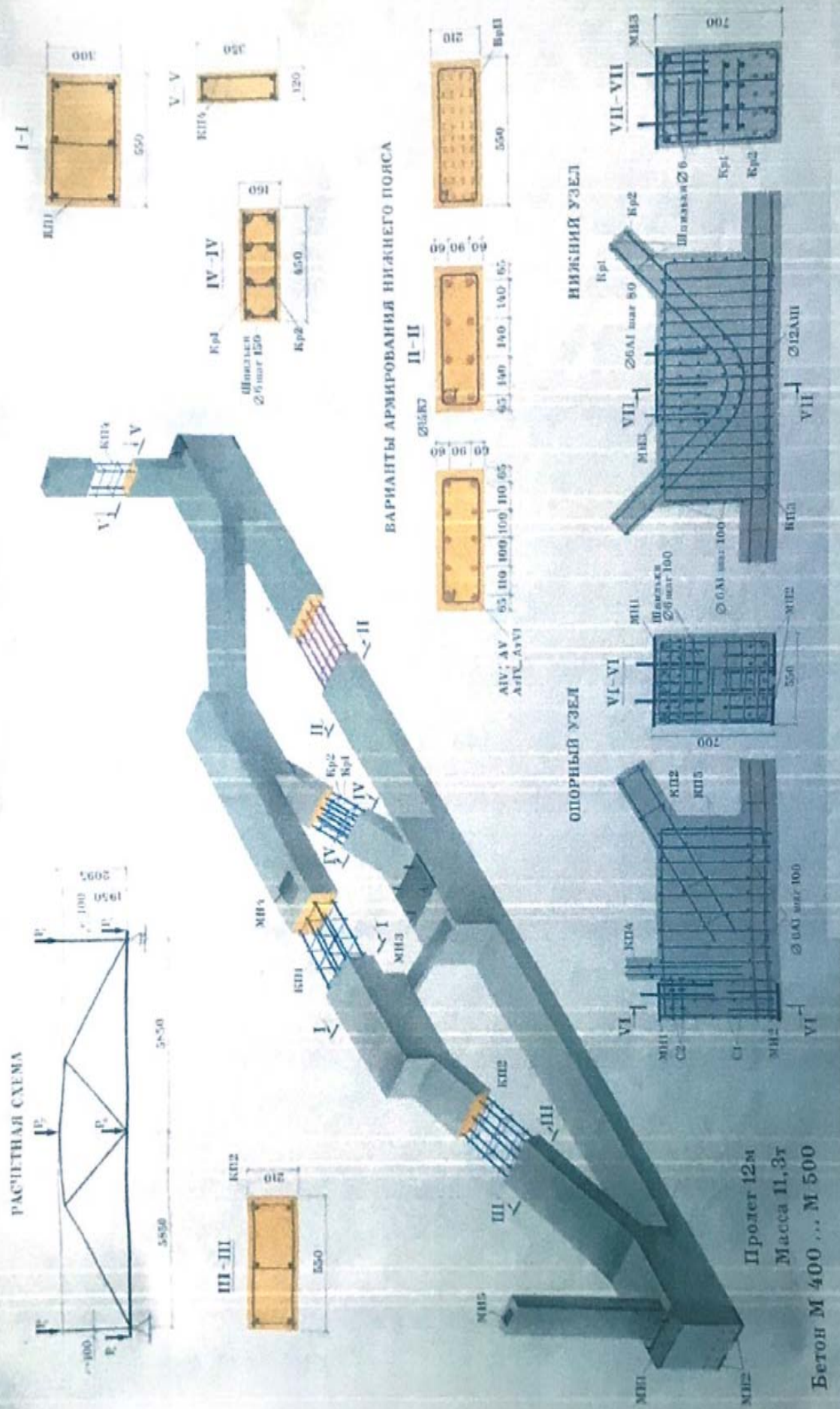


Рис. 23 Подстропильная ферма

Блоки арок армируют сварными или вязаными каркасами, с продольными стержнями из стали класса А400(А-III), поперечными - из А240(А-I). Подвески армируют сварными каркасами: продольные стержни - из стали периодического профиля класса А400(А-III), поперечные - из холодноотянутой проволоки класса В500. Возможные варианты предварительно напряженной арматуры затяжки: высокопрочная проволока Вр1200, Вр1300, Вр1400, Вр1500; канаты К1400, К1500 (К-7).

Приопорные участки армируются наклонными хомутами. Шаг хомутов затяжки на опорных участках уменьшается с целью ограничения ширины раскрытия трещин при отпуске напряженной арматуры.

Возможно также применение затяжки из прокатного металла. Это снижает вес арок, уменьшает трудоемкость их изготовления, но несколько увеличивает расход стали.

Сверху в арках размещаются закладные детали для крепления плит покрытий, снизу - для крепления подвесок. Внизу подвески крепят к затяжке сваркой закладных деталей.

Рассчитывают арки методом сил, принимая за лишнее неизвестное усилие в затяжке. При этом следует учитывать коэффициент податливости, снижающий усилие в затяжке. Нагрузки - постоянная и временная снеговая передаются через ребра плит в виде сосредоточенных сил. Нагрузки от подвесного потолка и подвесного транспорта принимают как сосредоточенные силы. Сечения арок рассчитывают с учетом продольного изгиба, принимая расчетную длину для двухшарнирных арок в плоскости кривизны равной 0,64 длины оси арки.

Затяжку и подвески рассчитывают на осевое растяжение по двум группам расчетных предельных состояний для стадий эксплуатации, изготовления, монтажа и транспортирования.

Арки изготавливают из бетона класса В25÷В45. блоки верхнего пояса бетонируют вертикально. Подвески изготавливают плашмя. Затяжку бетонируют целиком, напрягая арматуру на упоры стенда, либо собирают из блоков, а арматуру напрягают на бетон, располагая ее в открытых пазах с последующим омоноличиванием.

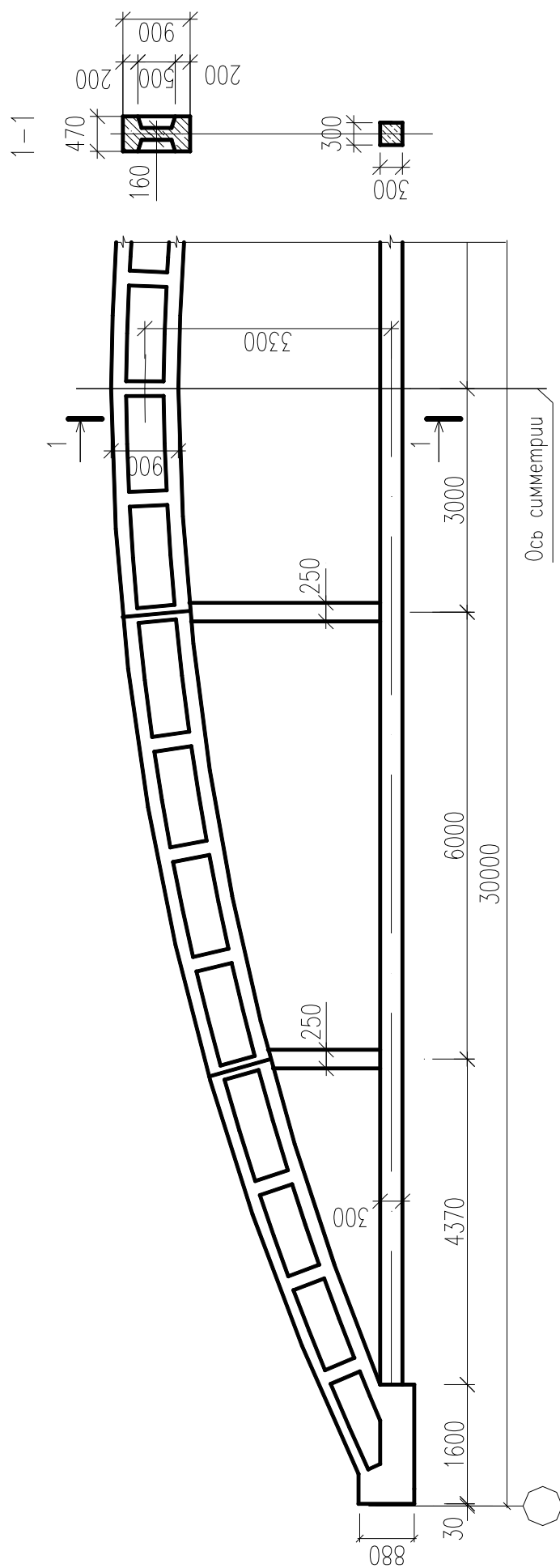


Рис. 24 Арка (опалубочный чертеж)

1.1.15 Подкрановые балки

Железобетонные подкрановые балки применяют в зданиях при шаге колонн 6,0 м и 12,0 м под мостовые краны легкого и среднего режимов работы грузоподъемностью до 30 т (см. рис. 26, 27).

Подкрановые балки проектируют предварительно напряженными, сборными. При пролете 12,0 м применяют балки двутаврового сечения высотой 1400 мм с верхней полкой, более развитой по ширине, чем нижняя. Балки пролетом 6,0 м выполняют таврового сечения высотой 1000 мм с полкой в сжатой зоне.

В качестве предварительно напряженной арматуры в подкрановых балках под краны легкого режима работы применяют арматуру классов А800, А1000, Ат800, Ат1000, Ат1200; Вр1200, Вр1300, Вр1400, Вр1500; канаты К1400, К1500 (К-7).

В балках под краны среднего режима работы желательно применять высокопрочную проволоку Вр1200, Вр1300, Вр1400, Вр1500; канаты К1400, К1500 (К-7), стержневую арматуру класса А800.

Стенки и полки балок армируются сварными каркасами. Ненапряженная рабочая арматура изготавливается из стали класса А400(А-III), а поперечная, конструктивная и монтажная - из стали классов А240(А-I).

При проектировании предварительно напряженных подкрановых балок нужно соблюдать ряд конструктивных требований для ограничения развития горизонтальных трещин на торце при передаче усилия предварительного обжатия на бетон. С этой целью опорное сечение балок расширяют, постепенно увеличивая толщину стенки, и ставят дополнительную вертикальную арматуру - хомуты или сварные каркасы, площадь сечения которых рассчитывают на восприятие 30 % усилия в продольной арматуре.

В зоне непосредственной передачи усилия с арматуры на бетон у концов балки устанавливают дополнительные сварные сетки или замкнутые хомуты с шагом 50÷70 мм на участке длиной не менее 10 диаметров продольной арматуры и не менее 200 мм от торца балки. Диаметр стержней сеток принимают равным 0.25 диаметра продольной арматуры и не менее 5 мм.

На опорах подкрановые балки имеют стальные закладные детали для крепления их к колоннам и передачи усилия от поперечного торможения крана. В полке плиты расположены отверстия, обрамленные стальными трубками, для крепления подкранового рельса, а в стенке четыре отверстия для подвески троллей.

Класс бетона назначают по нормам в соответствии с принятым видом напрягаемой арматуры и условиями эксплуатации конструкций.

Подкрановые балки пролетом 6,0 м выполняют из бетона классов В25÷В35, а пролетом 12,0 м - из бетона марок В35÷В45.

Подкрановые балки рассчитывают по несущей способности, деформациям, образованию трещин в нормальных и наклонных сечениях. Расчетная схема балки - однопролетная шарнирно опертая балка, загруженная равномерно распределенной нагрузкой от веса балки и кранового рельса, подвижной вертикальной и горизонтальной крановой нагрузкой. Усилия в сечениях балки определяют по линиям влияния. Расчет на прочность выполняют на действие двух сближенных кранов.

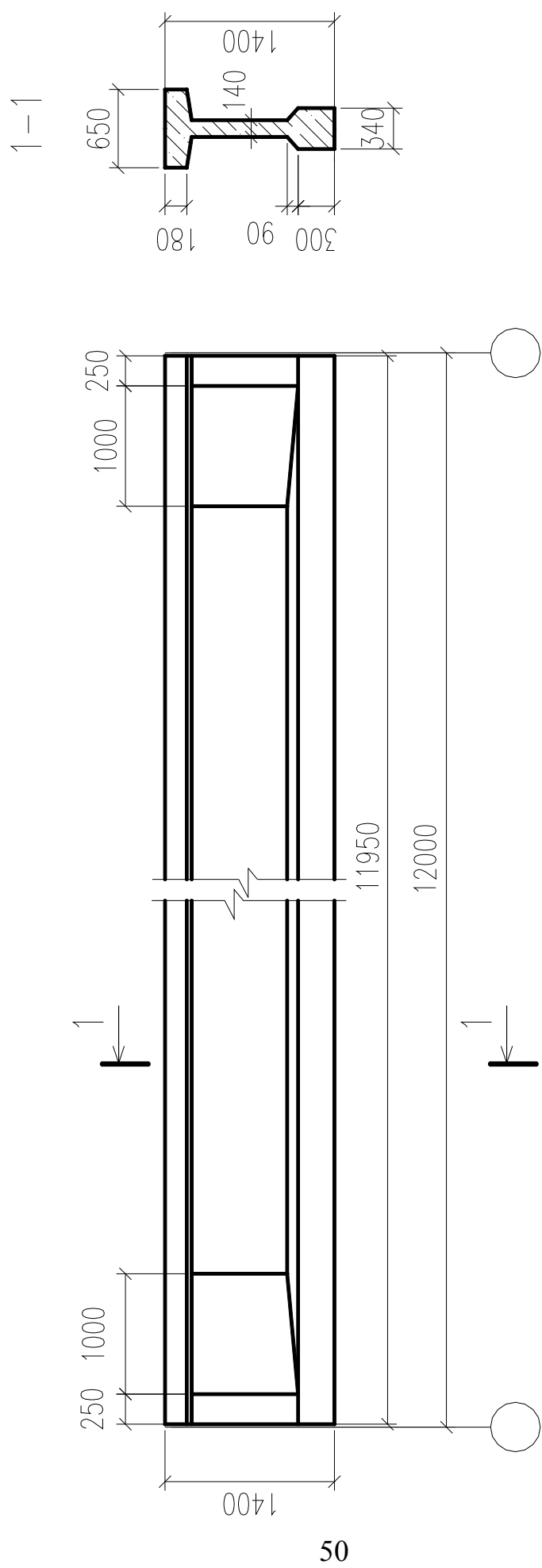


Рис. 26 Подкрановая балка (опалубочный чертеж)

ПОДКРАНОВЫЕ БАЛКИ

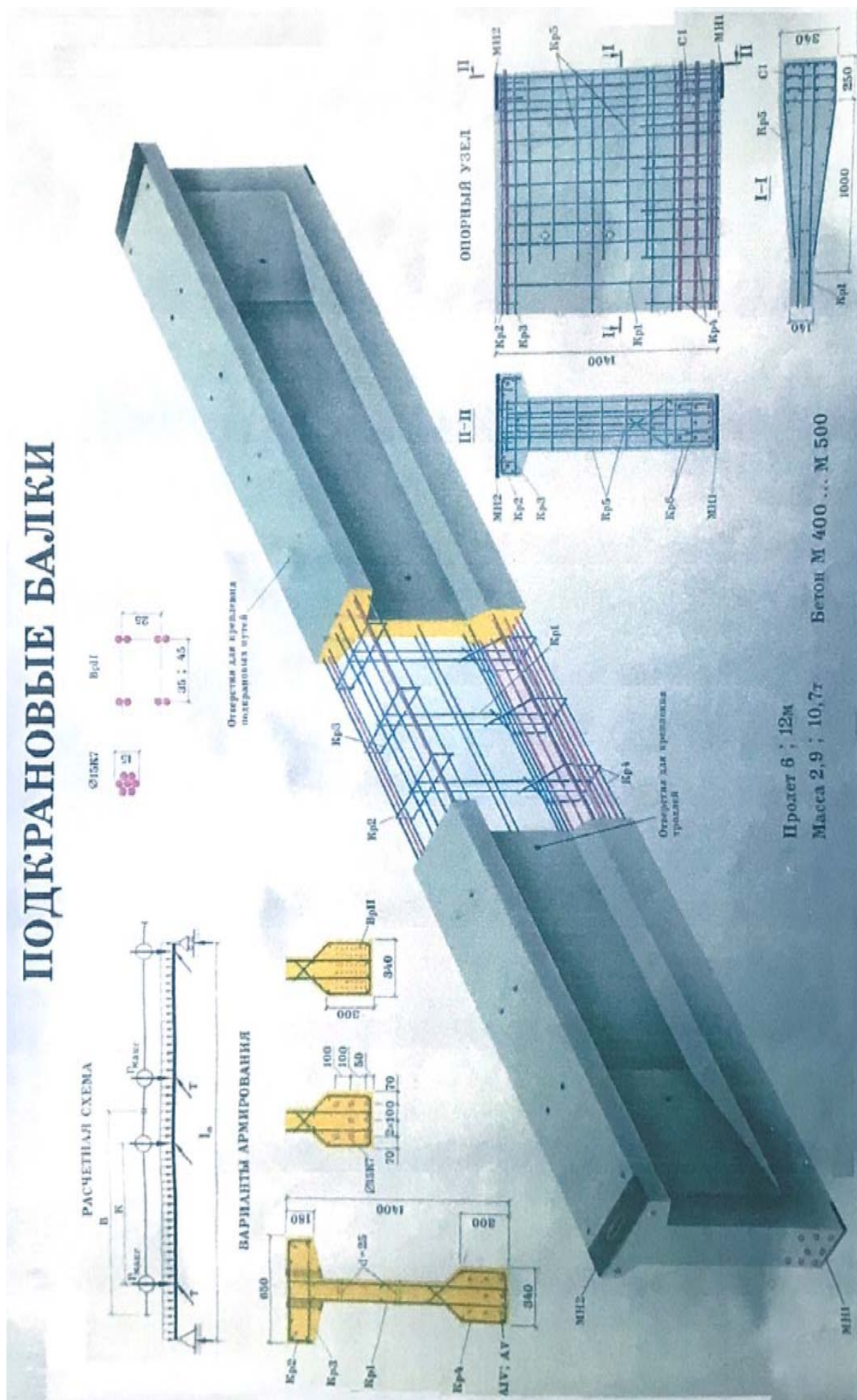


Рис. 27 Подкрановая балка

1.2 Нагрузки на несущий каркас здания

В соответствии с СП 20.13330.2011 "Нагрузки и воздействия" [1] в зависимости от продолжительности действия нагрузок следует различать постоянные и временные, а временные в свою очередь делятся на длительные, кратковременные и особые.

Для учета влияния длительности нагрузок и при проверке на выносливость снеговые и крановые нагрузки имеют два нормативных значения: полное и пониженное.

Непосредственно для расчета используют не нормативные, а расчетные значения нагрузок, которые определяются как произведение нормативного значения на коэффициент надежности по нагрузке, соответствующий рассматриваемому предельному состоянию.

Нагрузки на поперечную раму приведены на рис. 30.

1.2.1 Постоянные нагрузки

Нагрузки от веса элементов покрытия " F " передаются на колонну через опорные части несущих элементов покрытия по вертикали, проходящей через середину площадок опирания. Если привязка осей "нулевая", то можно считать, что " F " приложена по оси подкрановой части колонны. Если привязка отлична от нуля, то " F " приложена с эксцентриситетом относительно оси надкрановой части колонны.

Нагрузки от собственного веса надкрановой и подкрановой частей колонн " F_1 " и " F_2 " соответственно направлены по их осям. Величины нагрузок зависят от принятых размеров колонн. Причем " F_1 " считается приложенной на уровне крановой консоли колонн, а нагрузка " F_2 " - на уровне обреза фундамента.

Нагрузки от веса стеновых панелей F_w направлены по линии центра тяжести панелей с эксцентриситетом относительно осей подкрановой и надкрановой частей колонн. Для упрощения расчета нагрузки желательно объединить в сосредоточенные силы и расположить на уровне верха колонны и крановой консоли. Нагрузка от нижних рядов стеновых панелей приложена к фундаментной балке и учитывается непосредственно при расчёте фундамента.

Нагрузка от веса подкрановой балки и кранового пути F_{ce} действует по вертикали, проходящей через центр опирания подкрановой балки. Вес балки определяется по справочной литературе на стадии вариантного проектирования. Вес кранового пути следует принять равным 1,5 кН/м.

Коэффициенты надежности по нагрузке γ_f от веса строительных конструкций принимаются:

- металлические конструкции – 1,05;
- бетонные, железобетонные и каменные – 1,1;

- бетонные (плотностью менее 1600 кг/м^3) изоляционные выравнивающие и изоляционные слои, засыпки, стяжки, материалы в рулонах, выполняемые в заводских условиях – 1,2;
- то же, на строительной площадке – 1,3.

1.2.2 Временные нагрузки

а) Снеговая нагрузка F_s передается на колонны в той же точке, что и постоянная нагрузка от покрытия.

$S_{\text{норм}} = 0,7 \cdot c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot S_g$ - нормативная снеговая нагрузка;

c_e - коэффициент, учитывающий снос снега с покрытий зданий под действием ветра или иных факторов, принимаемый в соответствии с 10.5-10.9 [1];

c_t - термический коэффициент, принимаемый в соответствии с 10.10 [1];

μ - коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие, принимаемый в соответствии с 10.4 [1];

S_g - вес снегового покрова на 1 м^2 горизонтальной поверхности земли, принимаемый в соответствии с 10.2 [1];

$S_{\text{расч}} = S_{\text{норм}} \cdot \gamma_f$ - расчетная снеговая нагрузка;

γ_f - коэффициент надежности по нагрузке, принимаем согласно [1].

Вес снегового покрова на 1 м^2 горизонтальной поверхности земли для площадок, расположенных на высоте не более 1500 м над уровнем моря, принимается в зависимости от снегового района Российской Федерации по данным таблицы 2.

Таблица 2

Вес снегового покрова на 1 м^2 горизонтальной поверхности земли

Снеговые районы (принимаются по карте 1 приложе- ния Ж СП 20.13330.2011)	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII
S_g , кПа	0,8	1,2	1,8	2,4	3,2	4,0	4,8	5,6

в) Ветровая нагрузка. Ветровую нагрузку на здание следует определять как совокупность: нормального давления ветра w_e ; сил трения w_f ; нормального давления w_i на внутренние поверхности здания с открывающимися или постоянно открытыми проемами, либо как нормальное давление w_x и w_y , обусловленное общим сопротивлением здания в направлении соответствующих осей X и Y и условно приложенное к проекции сооружения на плоскость, перпендикулярную рассматриваемой оси.

Кроме того, ветровая нагрузка определяется как сумма ее среднего значения и пульсационной составляющей.

Пульсационную составляющую допускается не учитывать: при определении внутреннего давления w_i , при расчете многоэтажного производственного здания высотой 40 м и одноэтажного производственного здания высотой до 36 м при отношении высоты к пролету менее 1,5, если здания размещены в местностях типа А и В.

Различают местности типа:

А - открытые побережья морей, озёр и водохранилищ, пустыни, степи, лесостепи, тундры;

В - городские территории, лесные массивы и другие местности, равномерно покрытые препятствиями высотой более 10 м;

С - городские районы с застройкой зданиями высотой более 25 м.

Как правило, промышленные предприятия размещаются за чертой жилой застройки и высота их не превышает 25 м, поэтому в курсовом проекте можно принять местность типа В.

Нормативное значение средней составляющей ветровой нагрузки w_m на высоте Z над поверхностью земли следует определять по формуле

$$w_m = w_0 \cdot k(z_e) \cdot c,$$

где: w_0 - нормативное значение ветрового давления, в зависимости от ветрового района (таблица 3);

$k(z_e)$ - коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления по высоте (таблица 4);

c - аэродинамический коэффициент (см. 11.1.7 СП 20.13330.2011 [1]).

При определении составляющих компонентов среднего значения ветровой нагрузки, w_e , w_n , w_i , w_x , w_y следует использовать соответствующие значения аэродинамических коэффициентов c_e , c_n , c_i , c_x , c_y , которые принимаются в соответствии с п. 11.1.7 СП 20.13330.2011 [1].

Коэффициент надежности по ветровой нагрузке γ_f следует принимать равный 1,4.

При расчете поперечной рамы каркаса ветровую нагрузку принимают погонной, - распределенной по высоте крайних точек рамы.

Давление от ветра на конструкции, расположенные выше верха колонн, заменяют сосредоточенной силой « W », приложенной на уровне верха колонн. При этом величину усилия « W » определяют по эквивалентному моменту в консольной балке. Ветровую нагрузку, приложенную к покрытию здания, передают на колонны в местах крепления к ним несущего элемента покрытия.

Таблица 3

Нормативное значение ветрового давления, в зависимости от ветрового района

Ветровые районы (принимаются по карте 3 приложе- ния Ж СП 20.13330.2011)	Ia	I	II	III	IV	V	VI	VII
w_0 , кПа	0,17	0,23	0,3	0,38	0,48	0,60	0,73	0,85

Таблица 4

Коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления по высоте

Высота z_e , м	Коэффициент k для типов местности		
	A	B	C
5	0,75	0,5	0,4
10	1,0	0,65	0,4
20	1,25	0,85	0,55
40	1,5	1,1	0,8
60	1,7	1,3	1,0
80	1,85	1,45	1,15
100	2,0	1,6	1,25
150	2,25	1,9	1,55
200	2,45	2,1	1,8
250	2,65	2,3	2,0
300	2,75	2,5	2,2
350	2,75	2,75	2,35
≥ 480	2,75	2,75	2,75

в) Крановая нагрузка. Различают вертикальные крановые нагрузки F_{max} , F_{min} и горизонтальные тормозные усилия F_h . Вертикальная нагрузка от кранов передается на колонны в тех же точках, что и нагрузка от веса подкрановой балки. Горизонтальное усилие от торможения крановой тележки действует на колонну в месте соединения подкрановой балки с боковой гранью надкрановой части колонны. Горизонтальную нагрузку от торможения крана, направленную вдоль пролета в расчете можно не учитывать.

Вертикальные крановые нагрузки в однопролетных зданиях следует учитывать не более чем от двух сближенных неблагоприятных по воздействию кранов. При двух и более пролетах учитывают нагрузки от четырех кранов, совмещенных в одном створе. Причем в каждом пролете необходимо учитывать нагрузки не более чем от двух кранов.

Вертикальные и горизонтальные крановые усилия, действующие на колонну, определяют от двух максимально сближенных кранов по линии влияния опорной реакции подкрановой балки. Кран устанавливают таким образом, чтобы одно из усилий от двух сближенных колонн располагалось по оси колонны (см. рис. 28).

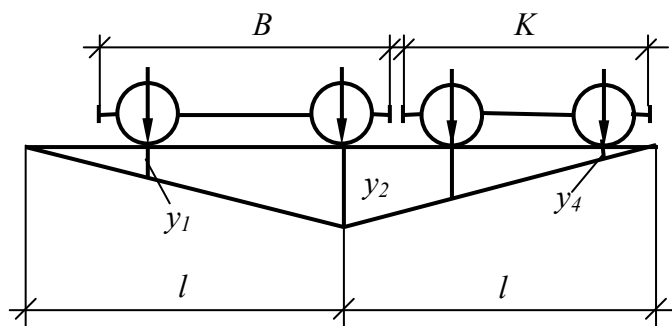


Рис. 28 К определению крановых нагрузок на колонну

Максимальное усилие определяют по формуле:

$$F_{max} = f_{max,n} \cdot \sum y_i \cdot \gamma_f \cdot \psi,$$

где $f_{max,n}$ - наибольшее нормативное давление одного колеса для крана заданной грузоподъемности и пролета, определить по ГОСТ 25711-83 "Краны мостовые электрические общего назначения грузоподъемностью от 5 до 50 т";

y_i - ордината линии влияния (рисунок 17);

γ_f - коэффициент надежности для крановых нагрузок = 1,1;

ψ - коэффициент сочетаний: $\psi = 0,85$ - для групп режимов работы кранов ПК- 6К; $\psi = 0,95$ - для групп режимов работы кранов 7К, 8К.

Минимальное крановое усилие:

$$F_{min} = f_{min,n} \cdot \sum y_i \cdot \gamma_f \cdot \psi,$$

где $f_{min,n}$ - минимальное нормативное давление на одно колесо определить по формуле:

$$f_{min,n} = (Q + Q_1) / 2 - f_{max,n},$$

где Q - грузоподъемность крана;

Q_1 - общий вес крана.

Горизонтальное усилие от торможения крановой тележки определяется по формуле:

$$f_h = (Q + G) / 20,$$

где Q - грузоподъемность крана;

G - вес крановой тележки.

Горизонтальная нагрузка на колонну определяется по линии влияния от двух сближенных кранов, при той же схеме расположения колёс,

которая принята для определения F_{max} и F_{min} . Учитывая, что с одной стороны крана два колеса, горизонтальную нагрузку можно определить по формуле:

$$F_h = 0,5 \cdot f_h \cdot \sum y_i \cdot \gamma_f \cdot \psi$$

При расчете поперечной рамы тормозную нагрузку прикладывают только с одной стороны крана.

1.3 Статический расчет поперечной рамы

Целью статического расчета является определение усилий в элементах конструкций от действия внешних нагрузок.

При расчете поперечной рамы, как и при расчете других строительных конструкций, реальный объект заменяют его моделью, так называемой расчетной схемой, которая должна наиболее полно отражать действительную работу сооружения.

Расчетную схему железобетонной рамной конструкции принимают, как правило, в виде плоской стержневой системы с жесткими или шарнирными узлами. Опыт проектирования показывает, что принимаемые шарнирные и жесткие соединения являются допущениями в части жесткости или податливости для поперечных рам одноэтажных зданий, но они не вносят существенной погрешности в расчет и не снижают надежности сооружений.

Для поперечной рамы одноэтажного промздания расчетную схему обычно принимают в виде стоек, защемленных внизу у обреза фундамента и шарнирно связанных по верху ригелями покрытия.

Сборное железобетонное покрытие после замоноличивания швов образует жесткую горизонтальную диафрагму, связывающую по верху все стойки температурного блока в единую пространственную систему. Вследствие этого нагрузка, приложенная к отдельной стойке, воспринимается не только стойками, входящими в поперечную раму, но и передается частью на все стойки пространственно работающего блока здания.

Пространственную работу каркаса здания следует учитывать при действии местных нагрузок, например крановых, приложенных к стойкам только одной-двух поперечных рам. Пространственный характер работы каркаса здания не проявляется при одновременном действии нагрузки на все поперечные рамы в одинаковой мере (например, собственный вес, снеговая нагрузка, ветровая нагрузка). Не проявляется пространственная работа каркаса и при действии на одну из поперечных рам нагрузок, не вызывающих смещения верха, т.е. когда приложена симметричная нагрузка к симметричной поперечной раме.

С учетом сказанного рассмотрим особенности статического расчета однопролетной рамы со ступенчатыми стойками. Расчетная схема рамы

показана на рис. 29 а, основная система метода перемещений отображена на рис. 29 б.

Основная система имеет связь, которая препятствует горизонтальному смещению, так как продольная жесткость ригеля относительно велика по сравнению с изгибной жесткостью стоек, поэтому величина горизонтального смещения верха обеих колонн будет практически одинакова. Для каждого вида загрузки рамы составляется уравнение, выражающее равенство нулю реакции в связи, поскольку эта связь является фиктивной. Из этого уравнения определяется неизвестное фактическое смещение верха стоек от действия нагрузки:

$$c_{\text{dim}} \cdot R_{\Delta} \cdot \Delta + R_p = 0,$$

где $R_p = R_{p1} + R_{p2}$ - сумма реакций обеих колонн от соответствующей нагрузки. R_{pi} - можно определить из табл. прил. 8, подставив конкретные геометрические размеры;

$R_{\Delta} = R_{\Delta1} + R_{\Delta2}$ - сумма реакций обеих колонн от единичного смещения фиктивной связи, $R_{\Delta i}$ - определить из табл. прил. 8;

Δ - искомое горизонтальное смещение;

c_{dim} - коэффициент, пространственной жесткости каркаса здания.

Коэффициент c_{dim} можно определить из выражения:

$$c_{\text{dim}} = m_1 \cdot m_2 / \left(1/n + \alpha^2 / 2 \cdot \sum x_i^2 \right),$$

где m_1 - коэффициент, учитывающий податливость покрытия для соединения плит; для сборных железобетонных плит равен 0,7;

m_2 - коэффициент, учитывающий возможность действия местной нагрузки на смежные рамы; если в пролете установлен один кран $m_2 = 1$, в противном случае $m_2 = 0,7$;

n - количество поперечных рам в температурном блоке;

α - расстояние от центра температурного блока до рассматриваемой рамы;

x_i - то же до i -той рамы;

i - номер поперечной рамы, начиная от центра блока.

В наиболее неблагоприятных условиях находятся вторые от торцов блока поперечные рамы, в отношении «помощи», оказываемой соседними рамами – $c_{\text{dim}} = 3,4$, при шаге рам 12,0 м; $c_{\text{dim}} = 4$ при шаге рам 6,0 м.

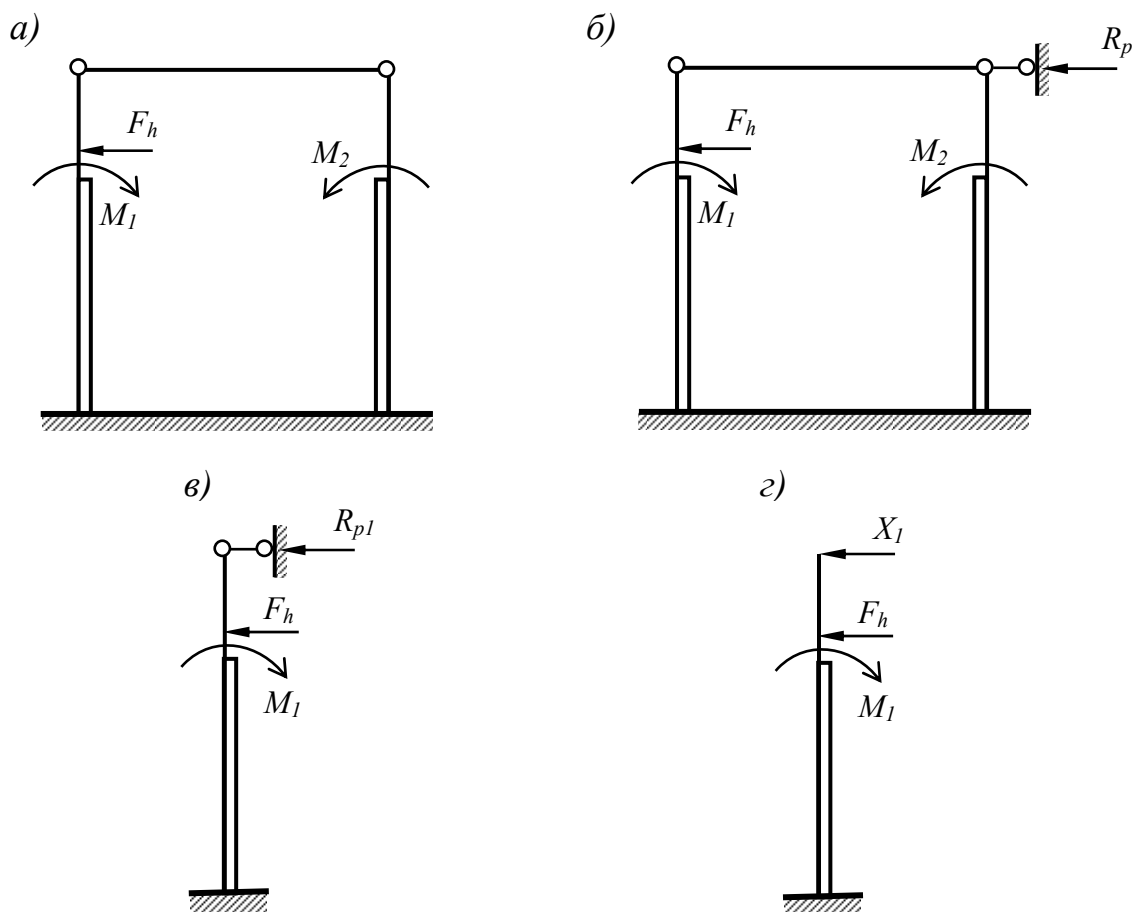


Рис. 29 К расчету однопролетной поперечной рамы

Фактическое горизонтальное усилие, действующее в шарнирном соединении ригеля и стойки, определяется из выражения:

$$X_i = R_{\Delta i} \cdot \Delta + R_{pi}.$$

Зная значения реактивных усилий X_1 и X_2 , можно определить усилия в стойках как в консолях, находящихся под действием внешней нагрузки и усилий X_1 и X_2 (см. рис. 29 г).

В многопролетных рамах (три и более) величины усилий X практически равны реакциям колонн, шарнирно неподвижно соединенных по верху. Поэтому расчет рам на действие крановых нагрузок, при количестве стоек четыре и более, производится без учета смещения верха колонн.

Значения усилий в расчетных сечениях колонны определяются относительно геометрических осей соответствующих частей колонны - подкрановой или надкрановой.

Усилия в ветвях и распорках двухветвевых колонн определяют по формулам:

- продольные усилия в ветвях: $N_e = 0,5N \pm \eta \cdot M / c$;
- изгибающие моменты: $M_e = Q \cdot S / 4$;

- изгибающие моменты в распорках: $M_s = 0,5Q \cdot S$;
- поперечные силы в распорках: $Q_s = Q \cdot S / c$;

где M , N , Q – расчетные усилия в рассматриваемом сечении относительно оси подкрановой части колонны; c – расстояние между осями ветвей колонны; S – расстояние между осями распорок; η – коэффициент, учитывающий влияние прогиба колонны на значение эксцентриситета продольного усилия.

Для колонн одноэтажных производственных зданий усилия определяются в четырех основных сечениях:

- 1-1 - у верха колонны;
- 2-2 - непосредственно над крановой консолью;
- 3-3 - непосредственно под крановой консолью;
- 4-4 - на уровне обреза фундамента.

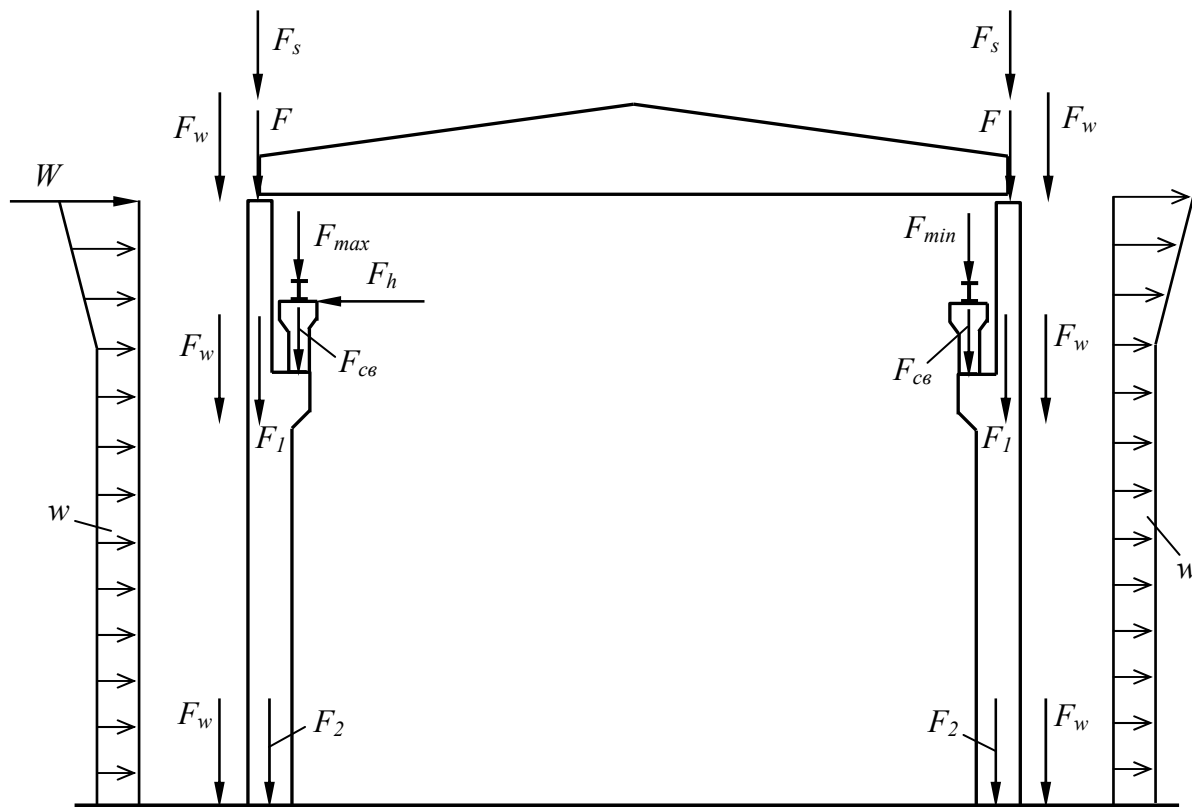


Рис. 30 Нагрузки на поперечную раму

1.4 Сочетание усилий

Расчет конструкций, в частности колонн поперечной рамы каркаса промышленного здания, необходимо выполнять с учетом наиболее неблагоприятных сочетаний нагрузок или соответствующих им усилий.

В каждом конкретном рассматриваемом сечении рассчитываемой конструкции, сочетания устанавливаются из анализа реальных вариантов

одновременного действия различных нагрузок, с учетом возможности появления различных схем приложения временных нагрузок или при отсутствии некоторых из нагрузок.

В зависимости от учитываемого состава нагрузок следует различать:

а) Основные сочетания усилий: от действия постоянных длительных и кратковременных нагрузок;

в) Особые сочетаний усилий: от действия постоянных, длительных, кратковременных и одной из особых нагрузок.

Усилия от временных нагрузок с двумя нормативными значениями (снеговая, крановая) следует включать в сочетания как длительные при учете пониженного нормативного значения и как кратковременные при учете полного нормативного значения.

При рассмотрении сочетаний усилий от нагрузок, включающих постоянные и не менее двух временных, расчетные значения усилий от временных нагрузок следует умножать на коэффициенты сочетаний:

- для определения значения полной длительно действующей нагрузки пониженные величины (длительной) временной нагрузки – $\psi_1 = 0,95$;

- для определения значения полной нагрузки величины временных нагрузок (кратковременных) – $\psi_2 = 0,9$.

При учете сочетаний, включающих постоянные нагрузки и одну временную нагрузку (длительную или кратковременную), коэффициенты ψ_1 и ψ_2 равны единице.

Результатом статического расчета поперечной рамы является таблица всех возможных сочетаний усилий в каждом сечении колонны с двумя значениями - длительным и полным.

2 РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ВНЕЦЕНТРЕННО-СЖАТЫХ КОЛОНН

Колонны прямоугольного сечения рассчитываются на внецентренное сжатие. При расчете возможны два типа задач: первая - подбор сечения арматуры; вторая - проверка прочности железобетонного сечения с известным количеством арматуры.

2.1 Требования при конструировании внецентренно-сжатых элементов

Размеры сечений внецентренно-сжатых элементов должны приниматься такими, чтобы их гибкость l_0/i в любом направлении не превышала:

- для железобетонных элементов – 200;
- для колонн, являющихся элементами зданий - 120;
- для бетонных элементов – 90.

Для продольной рабочей арматуры толщина защитного слоя должна быть не менее диаметра стержня и не менее 30 мм. Для поперечной арматуры - не менее диаметра поперечного стержня и не менее 20 мм.

Расстояние в свету между отдельными стержнями продольной арматуры принимается не менее наибольшего диаметра стержня. При горизонтальном бетонировании колонн – не менее 30 мм. Если стержни располагаются более чем в два ряда по грани колонны, имеющей вертикальное положение при бетонировании - не менее 50 мм.

Максимальное расстояние между осями продольных стержней в направлении перпендикулярном плоскости изгиба 400 мм, а в направлении плоскости изгиба – 500 мм.

Площадь сечения продольной арматуры должна быть не менее значений, приведенных в таблице 5.

Колонны, работающие в обычных условиях, изготавливаются из бетона не ниже В 15, а сильно загруженные - не ниже В 25.

Таблица 5

При гибкости элемента	% площади арматуры от площади бетона ($b \times h_0$)
$l_0 / i \leq 17$	0,1
$l_0 / i \geq 87$	0,25

Примечание: для промежуточных значений гибкости элементов значение определяют по интерполяции. При расположении арматуры по контуру сечения минимальный % армирования относится к полной площади бетона ($b \times h_0$).

В качестве продольной рабочей арматуры рекомендуется устанавливать стержни периодического профиля классов А300(А-II),

A400(A-III). Для поперечной арматуры применяется сталь классов A240(A-I), B500(Bp-I).

Для монтажных петель должна применяться горячекатаная арматурная сталь класса A240(A-I).

Диаметр продольных рабочих стержней в колоннах не должен быть менее 14 мм.

Диаметр поперечной арматуры (хомутов) в вязаных каркасах внецентренно сжатых элементов принимают не менее 0,25 наибольшего диаметра продольной арматуры и не менее 6 мм.

Во внецентренно сжатых линейных элементах в целях предотвращения выпучивания продольной арматуры следует устанавливать поперечную арматуру с шагом не более $15d$ и не более 500 мм (d - диаметр сжатой продольной арматуры).

Если площадь сечения сжатой продольной арматуры, устанавливаемой у одной из граней элемента, более 1,5%, поперечную арматуру следует устанавливать с шагом не более $10d$ и не более 300 мм.

При армировании колонн плоскими каркасами два крайних объединяются в пространственный каркас поперечными стержнями, расположенными с шагом аналогичным шагу в плоских каркасах.

Промежуточные продольные стержни крайних плоских каркасов у противоположных граней колонн соединяются шпильками хотя бы через один и не реже через 400 мм по ширине грани. Шпильки допускается не ставить при ширине грани не более 500 мм и числе продольных стержней у грани не более четырёх.

На концевых участках колонн устанавливается не менее 4-х сеток косвенного армирования. Размер участка от торца элемента должен быть не менее:

- $20d$ если продольная арматура из гладких стержней;
- $10d$ если стержни периодического профиля.

Диаметр хомутов в вязаных каркасах должен приниматься не менее 5 мм и не менее $0,25d$, где d - наибольший диаметр продольных стержней. Диаметр поперечных стержней в сварных каркасах должен назначаться из условий сварки с продольными стержнями и составляет ориентировочно $(0,26 \div 0,3)d$ (см. табл. 6).

Таблица 6

Соотношения между диаметрами стержней и минимальные расстояния между стержнями в сварных сетках и каркасах при контактной точечной сварке

Наименование	Показатели					
Диаметр стержня одного направления, мм	3...12	14; 16	18; 20	22	25...32	36; 40
Наименьший допустимый диаметр стержня другого направления, мм	3	4	5	6	8	10

Наименьшее допустимое расстояние между осями стержней одного направления, мм	50	75	100	100	150	200
То же, продольных стержней при двухрядном их расположении в каркасе, мм	30	40	50	50	60	70

Поперечное армирование коротких консолей колонн выполняется горизонтальными или наклонными под углом 45° хомутами. Шаг хомутов должен быть не более $h/4$ и не более 150 мм , где h - высота консоли.

При значительных моментах, а также в колоннах большой гибкости необходимо применять предварительное напряжение продольной арматуры, что повышает трещиностойкость и жесткость элемента в стадии эксплуатации, а также в период изготовления, транспортирования и монтажа.

2.2 Расчет внецентренно-сжатых колонн

При проектировании внецентренно-сжатых колонн необходимо выполнить следующие расчеты:

- в колоннах сплошного сечения нужно определить расчетом продольную арматуру на действие изгибающего момента и сжимающей силы в плоскости изгиба. Выполнить расчеты отдельно для надкрановой и подкрановой частей колонн;
- провести проверку устойчивости обеих частей колонны из плоскости изгибающего момента на действие сжимающей силы со случайным эксцентриситетом. Проверку устойчивости проводить в том случае, если гибкость колонны из плоскости изгиба превышает значение гибкости в плоскости изгибающего момента;
- в двухветвевой колонне необходимо подобрать продольную рабочую арматуру в надкрановой части и ветвях подкрановой части на действие изгибающего момента и продольной силы. При необходимости произвести проверку устойчивости в плоскости перпендикулярной плоскости действия изгибающего момента;
- определить расчётом прочности рабочую арматуру в крановой консоли колонны.

При подборе арматуры во внецентренно-сжатых колоннах возможны два варианта армирования - симметричное и несимметричное. Симметричное

армирование выполняется в том случае, если в расчетном сечении действуют изгибающие моменты разных знаков, близких по величине. Когда сечение колонны воспринимает изгибающий момент одного знака, то раздельно определяются сжатая и растянутая арматуры.

В том случае, если изгибающий момент обратного знака относительно мал, возникает необходимость в проверке прочности

рабочей зоны на действие этого момента. Этим расчетом уточняется количество арматуры, которая была определена из условия прочности зоны на максимальный изгибающий момент, а также, когда арматура установлена конструктивно - по минимальному процентному содержанию.

При проверке устойчивости в плоскости, перпендикулярной действию изгибающего момента, армирование в любом случае должно назначаться симметричным в рассматриваемой плоскости.

2.2.1 Порядок определения продольной рабочей арматуры в колоннах сплошного сечения прямоугольного профиля при симметричном армировании

1. Необходимо определить исходные данные для расчета:

M, N - изгибающий момент, продольная сила выбранной комбинации усилий рассматриваемого сечения;

M_b, N_l - соответствующие момент и продольная сила от суммы постоянных и длительных нагрузок;

b, h - ширина и высота рассматриваемого сечения;

a, a' - расстояния от центров арматуры до граней сечения в плоскости изгибающего момента, предварительно оба значения можно принять равным 35 мм,

$h_o = h - a$ - рабочая высота сечения;

H, H_1, H_2 - геометрическая длина всей колонны, подкрановой и надкрановой частей;

l_o - расчетная длина:

- для надкрановой части колонны $l_{o1} = 2H_2$ (при учете крановой нагрузки), $l_{o2} = 2,5H_2$ (без учета крановой нагрузки), $l_{o3} = 1,5H_2$ (на плоскости рамы);

- для подкрановой части колонны $l_{o1} = 1,5H_1$ (при учете крановой нагрузки), $l_{o2} = 1,5H$ и $l_{o2} = 1,2H$ (без учета крановой нагрузки, соответственно для однопролетных и многопролетных рам), $l_{o3} = 0,8H_1$ (из плоскости рамы);

R_b - расчетное сопротивление бетона сжатию для 1-ой группы предельных состояний, табл.6.8 [2];

R_s, R_{sc} - расчетные сопротивления арматуры растяжению и сжатию для

1-ой группы предельных состояний, табл.6.13, 6.14 [2];

E_b, E_s - начальные модули упругости бетона и арматуры, табл.6.11 [2];

e_a - случайный эксцентриситет продольной силы, принимается равным не менее 1/600 длины элемента и не менее 1/30 высоты сечения;

μ_{min} - минимальный процент армирования, зависит от отношения l_o / i ;

γ_{b2} - коэффициент условий работы бетона; $\gamma_{b2} = 1.1$ при учете крановой и ветровой нагрузки в выбранной комбинации усилий M и N , в противном случае $\gamma_{b2} = 0.9$ [2].

2. Вычислить первоначальный эксцентриситет продольной силы относительно центра тяжести приведенного сечения, $e_o = M/N$, причем должно соблюдаться условие $e_o \geq e_a$.

3. Определить изгибающий момент относительно растянутой арматуры (или менее сжатой, если все сечение сжато) от полной нагрузки $M_I = M + 0.5N(h_o - a')$ - то же от постоянной и длительной нагрузки $M_{II} = M_I + 0.5N_l(h_o - a')$.

4. Проверить условия $l_o/i < 14$ или $l_o/h < 4$; если условия выполняются, то коэффициент продольного изгиба $\eta = 1$ и далее перейти к п. 15, в противном случае к п. 5.

5. Если моменты M_I и M_{II} одного знака определить коэффициент влияния длительной нагрузки на прогиб элемента $\varphi_I = 1 + \beta \cdot M_{II}/M_I$, где $\beta = 1$ для тяжелого бетона, далее перейти к п. 6, если моменты разного знака перейти к п. 7.

6. Если $\varphi_I < 1 + \beta$, принять $\varphi_I = 1 + \beta$.

7. При условии $e_o > 0.1h$ коэффициент $\varphi_I = 1$, в противном случае определить из выражения: $\varphi_{II} = 1 + \beta \cdot M_{II}/M'_I$, где $M'_I = 0.5N(h_o - a')$.

8. Если $\varphi_{II} \leq 1 + \beta$, тогда $\varphi_I = \varphi_{II} + 10 \cdot (1 - \varphi_{II}) \cdot e_o/h$, в противном случае $\zeta_I = 1 + \beta$.

9. Одно из значений φ_I (п.п. 5, 6, 7 или 8) подставить в выражение п. 12.

10. Определить коэффициент $\delta_e = e_o/h$, сравнить с минимальным значением $\delta_{e,min} = 0.5 - 0.01l_o/h - 0.01R_b$ (R_b в МПа); если $\delta_e < \delta_{e,min}$, принять $\delta_e = \delta_{e,min}$.

11. Определить отношение модулей упругости $\alpha = E_s/E_b$.

12. Определить условную критическую силу:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 D}{\ell_0^2}$$

где $D = k_b E_b I + k_s E_s I_s$ - жесткость железобетонного элемента в предельной

по прочности стадии; $k_b = \frac{0.15}{\varphi_I(0.3 + \delta_e)}$ - коэффициент; $k_s = 0.7$ -

коэффициент;

I, I_s - моменты инерции площадей сечения бетона и всей продольной арматуры соответственно относительно оси, проходящей через центр тяжести поперечного сечения элемента.

13. Проверить условие $N < N_{cr}$, если оно не соблюдается, то необходимо увеличить размеры поперечного сечения колонны и повторить расчет, начиная с п. 3.

14. Определить коэффициент, учитывающий влияние прогиба колонны на значение эксцентриситета продольного усилия:

$$\eta = \frac{I}{I - \frac{N}{N_{cr}}}.$$

15. Расчетный эксцентриситет продольной силы:

$$e = e_0 \eta + 0,5(h_0 - a').$$

16. Граничное значение относительной высоты сжатой зоны определяется по приложению 5 данной методички, либо по формуле

$$\xi_R = \frac{x_R}{h_0} = \frac{0,8}{1 + \frac{\varepsilon_{s,el}}{\varepsilon_{b2}}},$$

Значения относительной деформации арматуры растянутой зоны $\varepsilon_{s,el}$ при вычислении значения граничной высоты сжатой зоны бетона ξ_R для арматуры с условным пределом текучести следует определять по формуле

$$\varepsilon_{s,el} = \frac{R_s + 400 - \sigma_{sp}}{E_s}$$

где σ_{sp} - предварительное напряжение в арматуре с учетом всех потерь и коэффициента $\gamma_{sp} = 0,9$; 400 – величина принимаемая в МПа; ε_{b2} - относительная деформация сжатого бетона при напряжениях, равных R_b .

Значения относительных деформаций ε_{b2} для тяжелого, мелкозернистого и напрягающего бетонов принимают:

- при непродолжительном действии нагрузки: для бетонов класса по прочности на сжатие В60 и ниже $\varepsilon_{b2} = 0,0035$;

- при продолжительном действии нагрузки - по таблице 6.10 [2] (относительную влажность воздуха окружающей среды принимают по СП 131.13330 [СП «Строительная климатология»] как среднюю месячную относительную влажность наиболее теплого месяца для района строительства).

17. Определить коэффициенты:

$$\alpha_n = \frac{N}{R_b b h_0}, \quad \alpha_m = \frac{N e}{R_b b h_0^2}, \quad \alpha_l = \frac{\alpha_m - \alpha_n (1 - 0,5 \alpha_n)}{1 - a'/h_0}.$$

18. Если $\alpha_n \leq \xi_R$, определить требуемое количество сжатой и растянутой

арматуры $A_s = A'_s = \frac{R_b b h_0}{R_s} \alpha_1$, далее перейти к п. 21.

19. При $\alpha_n > \xi_R$ определить значение относительной высоты сжатой зоны по формуле

$$\xi = -\frac{\alpha_1 + \aleph \cdot \alpha_1 - \alpha_n}{2} + \sqrt{\left(\frac{\alpha_1 + \aleph \cdot \alpha_1 - \alpha_n}{2}\right)^2 + \aleph \alpha_1 \omega},$$

где $\aleph = \frac{400}{R_s(1 - \omega/l, l)}$, при $\gamma_{b2} > l$, $\aleph = \frac{500}{R_s(1 - \omega/l, l)}$, при $\gamma_{b2} < l$.

20. Определить требуемое количество арматуры:

$$A_s = A'_s = \frac{R_b b h_0}{R_s} \cdot \frac{\alpha_m - \xi(1 - 0,5\xi)}{1 - a'/h_0}.$$

21. Определить процент армирования $\mu = A_s / b \cdot h_0$ и сравнить с оптимальным значением $\mu \geq \mu_{min}$. В том случае, если условие не выполняется, а также, когда из расчета п. п. 18 или 20 получилось $A_s < 0$, арматуру нужно подобрать по значению μ_{min} :

$$A_s = A'_s = \mu_{min} b h_0.$$

22. Из сортамента арматуры по значению A_s и A'_s подобрать диаметр и количество стержней продольной арматуры.

23. Если гибкость колонны или её части из плоскости превышает значение гибкости в плоскости изгибающего момента, необходимо произвести проверку устойчивости на действие сжимающей силы со случайным эксцентриситетом. Расчетная длина и размер сечения для определения гибкости принимают в направлении, перпендикулярном плоскости изгибающего момента (плоскости рамы).

24. При $l_0 / h \leq 20$ проверку устойчивости выполняют по условию:

$$N \leq \eta \varphi [R_b \cdot b \cdot h + R_{sc} (A_s + A'_s)],$$

где $\eta = 1$ - для сечений размером более 20 см; φ - коэффициент продольного изгиба.

25. При $l_0 / h > 20$ нужно повторить расчеты п.п. 2-16, приняв:

$$e_0 = e_a, M = N e_0, M_l = N_l e_0.$$

26. Определить высоту сжатой зоны и её граничное значение:

$$x = N / R_b b;$$

$$x_R = \xi_R h_0$$

и сравнить $x \leq x_R$. Если условие соблюдается, то проверить прочность железобетонного сечения по сжатой зоне:

$$N e \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'),$$

где h_0 , x , a' - размеры в направлении, перпендикулярном плоскости изгиба;

27. При $x > x_R$ определить параметры:

$$\alpha_m = N / R_b b h_0 \text{ и } \alpha = R_s A_s / R_b b h_0.$$

28. Если все условия соблюдаются, необходимо окончательно законструировать каркас колонны или её части, в противном случае необходимо увеличить размер сечения колонны из плоскости рамы и повторить расчёты.

2.2.2 Порядок расчёта продольной рабочей арматуры в колоннах сплошного сечения прямоугольного профиля при несимметричном армировании

1. Определить значения N_{cr} , η , e и ξ_R по изложенной методике, описанной выше (см. 2.2.1., п. 1-16).

2. Вычислить граничное значение α_R по формуле:

$$\alpha_R = \xi_R (1 - 0,5 \xi_R).$$

3. Для бетонов класса В 30 и выше и при $\alpha_R < 0,4$ количество сжатой арматуры определить из выражения:

$$A'_s = (Ne - \alpha_R R_b b h_0^2) / R_{sc} (h_0 - a'),$$

если $\alpha_R > 0,4$, а также когда класс бетона ниже В 30 вместо α_R подставить значение 0,4;

4. Определить процент армирования сжатой арматуры $\mu = A'_s / b h_0$ и сравнить с минимальным значением $\mu \geq \mu_{min}$. Если условие соблюдается определить количество растянутой арматуры:

$$A_s = (\xi_R R_b b h_0 + R_{sc} A'_s - N) / R_s,$$

при $\xi_R \geq 0,55$, а также если класс бетона ниже В 30 принять $\xi_R = 0,55$.

5. При $\mu < \mu_{min}$ или $A'_s < 0$ принять количество сжатой арматуры по минимальному проценту армирования $A'_s = \mu_{min} b h_0$. В выражение для определения растянутой арматуры (п. 4) вместо ξ_R подставить фактическое значение ξ :

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m},$$

$$\text{где } \alpha_m = \frac{N \cdot e - R_{sc} \cdot A'_s (h_0 - a)}{R_b \cdot b \cdot h_0}.$$

6. Определить процент армирования растянутой арматуры, $\mu = A_s / b h_0$ и сравнить с минимальным значением $\mu \geq \mu_{min}$. Если условие не соблюдается или $A_s < 0$, количество арматуры определить по формуле:

$$A_s = \mu_{min} b h_0.$$

7. Если в расчетном сечении колонны при определенном сочетании усилий возникает даже небольшой по величине изгибающий момент обратного знака по отношению к максимальному моменту, все же есть необходимость произвести проверку арматуры сжатой зоны, воспринимающей усилие растяжения от момента обратного знака.

8. Определить первоначальный эксцентриситет продольной силы $e_0 = M/N$, где M и N - изгибающий момент обратного знака и соответствующее значение продольного усилия;

9. Величину коэффициента, влияющего на значение эксцентриситета предварительно можно принять завышенной из расчета на максимальный изгибающий момент. Расчетный эксцентриситет определить из выражения $e = e_0 \cdot \eta + 0,5 \cdot (h_0 - a)$, где $h_0 = h - a'$.

10. Определить значение $\alpha_m = \frac{N \cdot e - R_{sc} \cdot A'_s (h_0 - a)}{R_b \cdot b \cdot h_0}$,

где A'_s - значение площади поперечного сечения арматуры, определённой из расчета прочности растянутой зоны на действие максимального изгибающего момента.

11. Определить величину $\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}$.

12. При $\xi \leq \xi_R$ количество растянутой арматуры определить по формуле:

$$A_s = \frac{\xi R_b b h_0 + R_{sc} A'_s - N}{R_s},$$

сравнить полученное значение с определенным ранее для восприятия сжимающих усилий. Если оно превышает предыдущее значение, а также, если $\xi > \xi_R$, необходимо полностью повторить расчет на данную комбинацию усилий (2.2.2, п.п. 1-6). Из двух расчетов выбрать максимальное требуемое значение для обеих зон сечения колонны.

13. Проверку устойчивости колонны из плоскости изгиба произвести по методике, описанной выше (см. 2.2.1, п.п. 22-28). После проверки устойчивости задаться диаметром и количеством продольных стержней и законструировать каркас колонны.

2.2.3 Определение количества продольной рабочей арматуры в сквозных (двухветвевых) колоннах

1. Количество арматуры надкрановой части колонны, имеющей сплошное сечение, определяется аналогично изложенному выше (см. 2.2.1 и 2.2.2).

2. Для определения усилий в ветвях подкрановой части колонны нужно найти значение коэффициента η (см. 2.2.1, п.п. 1-14). Гибкость колонны вычисляется по приведенному радиусу инерции сечения колонны в плоскости изгиба ℓ_0 / i_{red} :

$$i_{red} = \sqrt{\frac{c^2}{4(1 + 3c^2/n^2 h^2)}},$$

где c - расстояние между осями ветвей колонны; n - число панелей подкрановой части (отверстий); h - высота сечения ветвей в плоскости изгиба колонн.

3. С учетом коэффициента η определить максимальное сжимающее усилие в ветви колонны:

$$N_c = 0,5N + M\eta / c,$$

а также изгибающий момент как в однопролетной многоэтажной раме с жесткими узлами:

$$M_c = QS / 4,$$

где S - расстояние между осями распорок.

4. Рассчитать количество симметричной арматуры в ветви (см. 2.2.1, п.п. 15-28). Значения расчетного эксцентриситета определить из выражения $e = e_0\eta + 0,5(h_0 - a')$, где $e_0 = M_c / N_c$; h_0 - рабочая высота сечения ветви колонны.

5. Определить изгибающий момент в распорке и количество продольной рабочей арматуры:

$$M = 0,5QS;$$

$$A_s = A'_s = M / R_s (h_0 - a'),$$

где h_0 - рабочая высота сечения распорки.

6. Поперечное армирование ветви и распорки можно задать по конструктивным соображениям.

2.3 Конструирование и расчет консоли колонны

Высота поперечного сечения консоли у грани колонны принимается ориентировочно $(1,14 \div 1,15)H_l$. Высота крайнего сечения консоли обычно равна половине высоты у грани колонны. Ширина сечения консоли равна ширине колонны. Для подкрановых балок длина (вылет) консоли определяется габаритом привязки (750 мм), шириной опоры балки и минимальным расстоянием от края опоры до края консоли равна 100 мм.

Требуемая рабочая высота консоли у грани колонны может быть вычислена по формуле

$$h_0 \geq Q / 2,5R_{bt}b_1,$$

где Q - усилие на консоль от крановой нагрузки и веса подкрановой балки $(F_{max} + F_{cb})$; b_1 - ширина консоли; R_{bt} - расчетное сопротивление бетона растяжению для 1-ой группы предельных состояний.

Требуемая ширина опирания на консоль определяется из выражения $\ell_1 = Q / b_1 R_b$, она должна быть не более ширины опорной части подкрановой балки.

Расчетный изгибающий момент в консоли определить выражением:

$$M = Q \ell_c,$$

где ℓ_c - расстояние от точки приложения силы Q до грани подкрановой части колонны.

Площадь сечения арматуры для обеспечения прочности верхней растянутой зоны консоли подбирают по изгибающему моменту, увеличенному на 25 %:

$$A_s = 1,25 M / R_s \zeta h_0,$$

где ζ - коэффициент принимаемый равным 0,9.

Прочность консоли по сжатой полосе (см. рис. 31 в) определяется из условия

$$Q \leq 0,8 R_b b \ell_{\text{sup}} \sin^2 \theta (1 + 5 \alpha \mu_w),$$

в котором правая часть принимается не более $3,5 R_{bt} b h_0$ и не менее $2,5 R_{bt} b h_0$,

где ℓ_{sup} - длина площадки опирания нагрузки вдоль вылета консоли; θ - угол наклона расчетной сжатой полосы к горизонтали ($\sin^2 \theta = \frac{h_0^2}{h_0^2 + l_1^2}$);

$\mu_w = \frac{A_{sw}}{b s_w}$ - коэффициент армирования хомутами, расположенными по высоте консоли; s_w - расстояние между хомутами, измеренное по нормали к ним; A_{sw} - суммарная площадь двух хомутов (если в консоли два каркаса); $\alpha = E_s / E_b$ - отношение модулей арматуры к бетону соответственно.

При этом учитывается горизонтальные и наклонные под углом не более 45° к горизонтали.

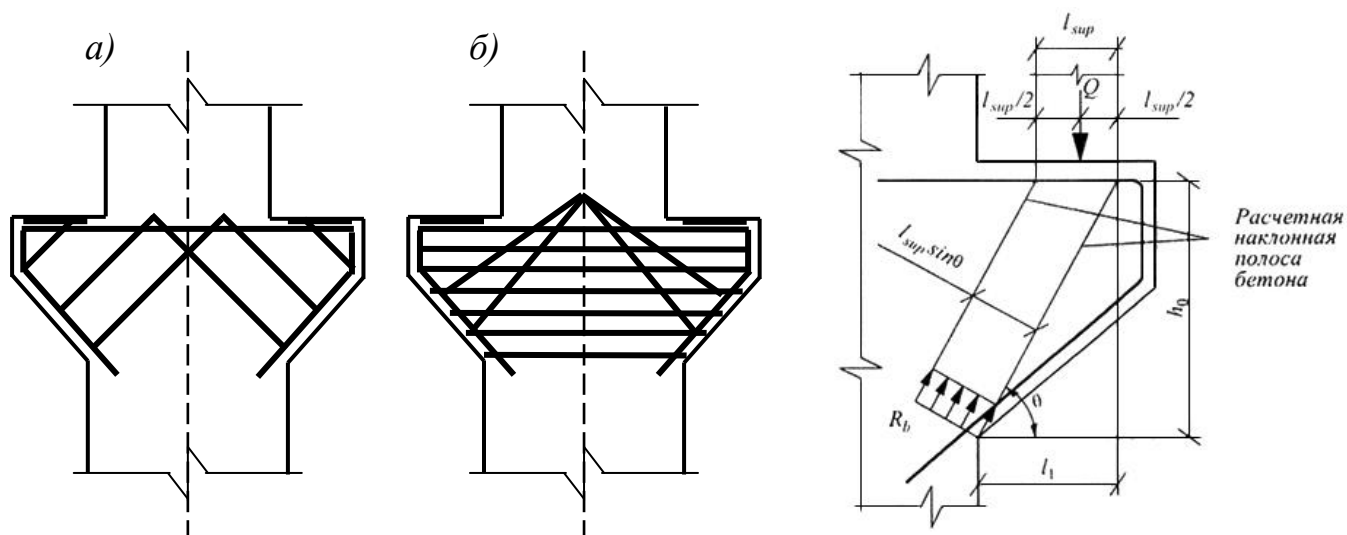


Рис. 31 Конструирование консолей колонн; *а)* армирование наклонными хомутами; *б)* армирование горизонтальными хомутами и отгибами; *в)* к расчету консоли по сжатой полосе.

3 РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТА ПОД КОЛОННУ

Фундаменты под колонны выполняют из монолитного или сборного железобетона. Фундаменты из сборного железобетона целесообразны при большой их повторяемости и обосновании экономической эффективности.

Глубину заложения фундамента назначают в зависимости от гидрологических условий на площадке строительства, глубины промерзания, наличия подземных помещений, заделки колонн и на основании технико-экономических расчетов.

Верхний обрез фундамента обычно находится на отметке "-0,15 м". Подошву фундамента при центральной нагрузке или близкой к ней принимают квадратной в плане. При внецентренной нагрузке подошву рекомендуется принимать прямоугольной формы с соотношением сторон не менее 0,6 и расположением большей стороны в плоскости действия изгибающего момента.

Фундаменты состоят из плитной части и подколонника со стаканом для заделки сборной колонны. Количество ступеней обычно не более трех и зависит от размеров подошвы, а также от размеров подколонника. Все размеры плитной части и подколонника в плане по наружным граням должны быть кратны 150 мм. Размеры по высоте для подколонника и плитной части должны быть кратны 150 мм. Высоты ступеней плиты принимают равными 300 мм или 400 мм.

3.1 Конструктивные требования при проектировании фундаментов

Глубину заделки колонны прямоугольного сечения в стакан, а также толщину стенок армированного стакана принимают в зависимости от эксцентриситета продольной силы. При $e_0 \leq h$ (h - наибольший размер сечения колонны) глубина заделки должна быть не менее h , а толщина стенки не менее $0,2h$. При $e_0 > 2h$ глубину увеличивают до $1,4h$, а толщину до $0,3h$. При этом толщина стенок должна быть не менее 150 мм. Зазоры между гранями стакана и колонны для рихтовки при монтаже и для заполнения бетоном принимают:

50 мм - в нижней части; 70 мм - в верхней части. Высота стакана должна быть на 50 мм больше глубины заделки колонны. Для двухветвевых колонн глубину заделки принимают не менее $h_l = 0,5 + 0,33h_c$ (м), где h_c - расстояние между наружными гранями ветвей, а толщину стенок стакана принимают не менее $0,2h_c$. Кроме того, глубину заделки колонны в фундамент определяет длина анкеровки продольной арматуры колонны в теле фундамента. Для арматуры

A300(A-II), в бетоне колонны B15 длина анкеровки $\geq 25d$ (d - диаметр стержня), а для бетона B25 и выше не менее $20d$. При арматуре A400(A-III) длина соответственно увеличивается на $5d$. Для двухветвевых колонн

глубина анкеровки арматуры колонны на $5d$ больше, чем для соответствующих прямоугольных колонн.

Толщину стенок неармированного стакана принимают не менее $0,75h_l$ и не менее 200 мм . Толщину дна стакана назначают по расчету и не менее 200 мм .

Под монолитные фундаменты рекомендуется предусматривать бетонную подготовку толщиной 100 мм , а под сборные - слой среднезернистого песка толщиной 100 мм .

Монолитные фундаменты изготавливают из бетона классов В 12,5 и В 15, сборные – В 15, В 25.

Подошвы фундаментов рекомендуется армировать типовыми унифицированными сварными сетками, также допускается армировать индивидуальными сварными или вязаными сетками. Арматуру сеток рекомендуют принимать класса А300(А-II), а также А400(А-III) при условии проверки ширины раскрытия трещин. Диаметр стержней сеток подошвы должен быть не менее 10 мм при длине стержней до 3 м , и не менее 12 мм - при длине более 3 м . Толщина защитного слоя бетона подошвы монолитных фундаментов принимается 35 мм и 70 мм при наличии бетонной подготовки и соответственно без неё. В сборных фундаментах и стаканах монолитных фундаментов защитный слой бетона должен быть не менее 30 мм .

Подколонники армируют продольной и поперечной арматурой по принципу армирования колонн. Площадь сечения продольной арматуры с каждой стороны подколонника должна быть не менее $0,05\%$ площади поперечного сечения подколонника. Диаметр продольных стержней подколонника должен быть не менее 12 мм . Поперечная арматура стенок стакана выполняется в виде сварных сеток. Стержни этих сеток располагаются у наружных и внутренних поверхностей стенок стакана. Диаметр поперечных стержней должен быть не менее 8 мм и не менее четверти диаметра продольной арматуры. Шаг горизонтальных сеток назначается не более четверти глубины стакана и не более 200 мм . Стержни продольной арматуры подколонника должны проходить между стержнями поперечных сеток. При проектировании фундаментов размеры подошвы определяют по нормативным нагрузкам из расчета прочности грунтового основания. Для одноэтажных промышленных зданий с колоннами на отдельно стоящих фундаментах со свободно опертыми фермами или балками и грузоподъемностью кранов до 500 кН , при некоторых видах грунтов и условиях их залегания расчет основания здания может производиться по нормативным давлениям без проверки осадок.

Расчет фундаментов по прочности производится на невыгодное сочетание расчетных нагрузок при коэффициенте $\gamma_f > 1$. Среднее давление на основание под подошвой фундамента не должно превышать расчетного сопротивления грунта R . Наибольшее давление на грунт у края подошвы

внецентренно нагруженного фундамента не должно превышать $1,2R$. Для фундаментов, воспринимающих нагрузку от кранов, должно быть обеспечено полное касание подошвы фундамента грунта основания.

3.2 Порядок расчета фундамента под внецентренно нагруженную колонну

1. Исходные данные для проектирования:

d_1 -глубина заложения фундамента;

e - коэффициент пористости грунта;

c_{II} - расчетное значение удельного сцепления;

φ - угол внутреннего трения;

J_L - показатель текучести;

γ'_{II} - осредненное значение удельного веса грунта;

R_b, R_{bt} - расчетные сопротивления бетона сжатию и растяжению для 1-ой группы предельных состояний, [2];

R_s - расчетное сопротивление арматуры растяжению, [2];

γ_{b2} - коэффициент условий работы бетона [2].

Исходные характеристики грунта для проектирования берут по гидрогеологическим изысканиям места строительства и даются в задании на курсовое проектирование.

2. Определить усилия, действующие на основание по формулам:

$$M_f = M_4 + Q_4 H + F_w e_w,$$

$$N_f = N_4 + F_w,$$

где M_4, N_4, Q_4 - расчетная комбинация усилий в сечении колонны 4-4 из статического расчета поперечной рамы;

F_w - вес нижних стеновых панелей, остекления и фундаментной балки;

e_w - расстояние стены до оси фундамента

H - высота тела фундамента, равная глубине заложения d_1 за вычетом значения 0,15 м.

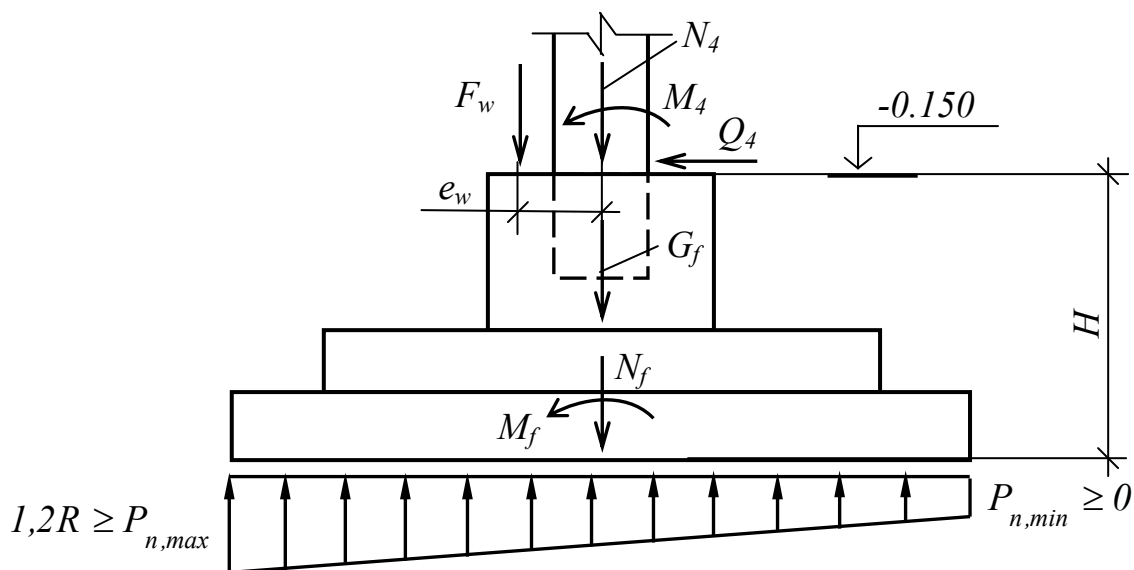


Рис. 32 Нагрузки, действующие на фундамент

Усилия M_f и N_f определить при двух значениях коэффициента надежности по нагрузке - $\gamma_f = 1$ и $\gamma_f > 1$.

3. Определяем размеры подошвы фундамента.

Размер меньшей стороны фундамента определить из его работы на центральное сжатие максимальной продольной силой:

$$b = \sqrt{N_f / (R_0 - \gamma_m d_1)},$$

где N_f - продольная сила при $\gamma_f = 1$; R_0 - условное расчетное сопротивление грунта, [3]); $\gamma_m = 20 \text{ кН/м}^3$ - средний удельный вес фундамента и грунта на его уступах.

Размер большей стороны подошвы фундамента $a = b/0,8$. Величина a и b должны быть кратны 300 мм. Момент сопротивления подошвы фундамента определить из выражения $W = b \cdot a^2 / 6$.

4. Уточняем значение расчетного сопротивления грунта [3]:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} [M_\gamma k_z b \gamma'_{II} + M_d d_1 \gamma'_{II} + M_c c_{II}].$$

5. Расчетные значения давления на грунт определяются:

$$P_n = \gamma_m d_1 + \frac{N_f}{A} \leq R,$$

$$P_{n,\max} = \gamma_m d_1 + \frac{N_f}{A} + \frac{M_f}{W} \leq 1,2R,$$

$$P_{n,\min} = \gamma_m d_1 + \frac{N_f}{A} - \frac{M_f}{W} \geq 0,$$

$$A = ab.$$

где M_f , N_f - изгибающий момент и продольная сила при $\gamma_f = 1$.

При невыполнении одного из условий необходимо увеличить размеры подошвы фундамента.

6. Выполняем проверку прочности фундамента на продавливание. Для первой ступени условие прочности имеет вид:

$$F \leq \alpha R_{bt} u_m h_{0i},$$

где $F = P_{\max} A$ - разрушающая сила возникающая от продавливания; A - площадь трапеции $ABCD$ (см. рис. 33), $CD = B_1 + 2h_{01}$; $P_{\max}$ - максимальное давление в грунте от расчетного сочетания усилий при $\gamma_f > 1$; $\alpha = 1$ - для тяжелого бетона; u_m - средняя линия трапеции $DCEF$; h_{01} - высота первой ступени.

При невыполнении условия прочности на продавливание необходимо увеличить высоту первой ступени.

Аналогичным образом проверить прочность оставшихся ступеней.

Высоту ступеней в направлении большей стороны подошвы фундамента не проверяют, так как размеры площадки продавливания больше, чем в рассмотренном выше случае.

7. Рассчитать арматуру подошвы фундамента.

Арматуру подбирают в направлении большей стороны подошвы фундамента в трех сечениях: 1-1, 2-2, 3-3 (см. рис. 34).

Изгибающий момент в рассматриваемом сечении

$$M_i = b L_i^2 \frac{2P_{\max} + P_i}{6},$$

где L_i - расстояние от наружной грани до рассматриваемого сечения; P_i - значения давления грунта в рассматриваемом сечении от расчетного сочетания нагрузок; i - номер сечения.

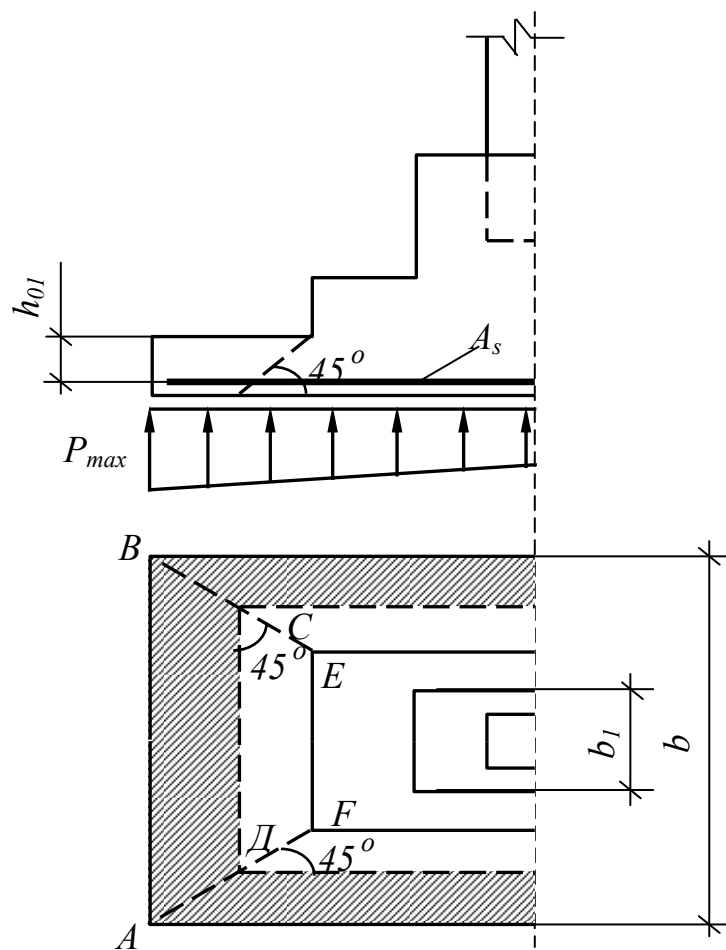


Рис. 33 К расчету фундамента на продавливание

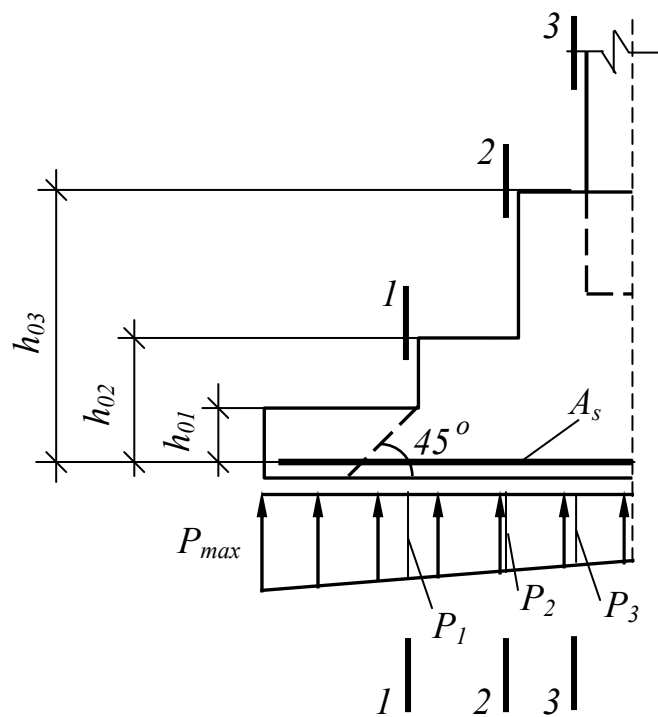


Рис. 34 К расчету арматуры подошвы

Количество арматуры для обеспечения прочности нормального сечения определяется выражением:

$$A_{si} = \frac{M_i}{R_s \zeta h_{0i}},$$

где h_{0i} - рабочая высота рассматриваемого сечения; ζ - коэффициент принимаемый равным 0,9.

Из трех значений требуемого количества арматуры выбрать максимальное и задаться диаметром и количеством стержней.

Количество арматуры в направлении меньшей стороны подошвы фундамента определить по среднему напряжению в грунте под подошвой фундамента $P=0,5(P_{max}+P_{min})$, изгибающие моменты в сечениях определить по формуле:

$$M_i = 0,5 a L_i^2 p,$$

где L_i - расстояние от наружной грани до рассматриваемого сечения в направлении меньшей стороны фундамента.

Количество арматуры определить аналогично изложенному выше.

8. Определить количество продольной арматуры стакана.

Площадь продольной арматуры определяют из условия прочности сечения на уровне дна стакана. Изгибающий момент и продольную силу при $\gamma_f > 1$ определяют из выражений:

$$M = M_f + Q_4 h_{gl} + F_w e_w,$$

$$N = N_4 + F_w + G_f$$

где h_{gl} - высота стакана; G_f - вес стаканной части подколонника; F_w - усилия от веса стены и фундаментной балки;

Количество продольной симметричной арматуры определить по методике расчетов колонн 2.2.1. п. 15-20, приняв значение коэффициента $\eta=1$.

9. Определить количество поперечной арматуры стакана фундамента.

Поперечная арматура по расчету определяется в направлении длинной стороны подошвы фундамента. Рассматривают прочность наклонных сечений II-II и III-III (см. рис. 35). Определяют расчетный эксцентриситет продольной силы $e_0 = M/N$, где M и N - усилия при $\gamma_f > 1$ - взять из расчета продольной арматуры стакана.

Величину расчетного эксцентриситета продольной силы сравнивают со следующими значениями. При $e_0 \leq \frac{h_c}{6}$ поперечная арматура ставится по конструктивным соображениям. При $\frac{h_c}{6} \leq e_0 \leq \frac{h_c}{2}$ поперечную арматуру подбирают из условия прочности наклонного сечения III-III:

$$A_{sw} = \frac{M - 0,7Ne_0}{R_{sw} \sum z_{wi}},$$

где R_{sw} - расчетное сопротивление растяжению арматуры хомутов [2]);
 $\sum z_{wi}$ - сумма расстояний от каждого ряда до нижней грани колонны.

При $e_0 > \frac{h_c}{2}$ поперечную арматуру определяют из условия прочности наклонного сечения II-II:

$$A_{sw} = \frac{M - 0,5Nh_c}{R_{sw} \sum z_{wi}}.$$

10. После окончания расчета законструировать сетки и каркас фундамента.

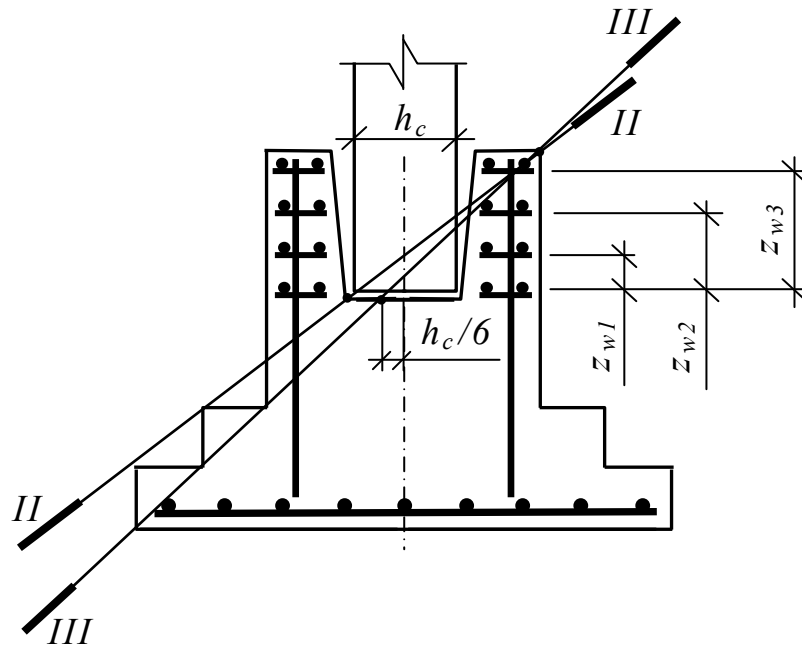


Рис. 35 К расчету поперечной арматуры стакана фундамента

Библиографический список

1. СП 20.13330.2011 Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*, М.: Минрегион России, 2011 г.
2. СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003 (с Изменениями N 1, 2, 3), - М.:ЭС НТИ "Техэксперт", 2012.
3. СП 22.13330.2016 Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83*, офиц. издание М.: Стандартиформ, 2017.
4. Железобетонные конструкции. Общий курс: учебник для студентов вузов, обучающихся по специальности "Промышленное и гражданское строительство" / В. Н. Байков, Э. Е. Сигалов. - 6-е изд., репр. - Москва : БАСТЕТ, 2009. - 767 с. : ил. - Предм. указ.: с. 762.
5. Железобетонные и каменные конструкции: учебник для студентов вузов, обучающихся по направлению "Строительство", специальности "Промышленное и гражданское строительство" / В. М. Бондаренко [и др.] ; ред. В. М. Бондаренко. - 5-е изд., стер. - Москва : Высшая школа, 2008. - 887 с. : ил. - Библиогр.: с. 883-884.

Содержание и объем курсового проекта по расчету
конструкций одноэтажного промышленного здания

Курсовой проект по железобетонным конструкциям предусматривает проектирование несущих элементов одноэтажного промышленного здания каркасного типа с мостовыми кранами. При работе над проектом обучающийся должен изучить основные вопросы, которые приходится решать при проектировании одноэтажных промышленных зданий в сборном железобетонном варианте.

Исходным материалом курсового проекта для обучающегося служит задание на курсовое проектирование, которое выдается руководителем.

Разработка проекта производится в трех стадиях:

1. Вариантное проектирование;
2. Детальные расчеты по выбранному варианту;
3. Конструирование и разработка рабочих чертежей.

Основная рабочая задача вариантного проектирования - найти оптимальное решение конструктивной схемы здания и выбрать технически целесообразные и экономически выгодные несущие конструкции. Для решения этой задачи желательно использовать программные расчетные комплексы.

По принятому варианту решения несущих конструкций здания выполняются детальные расчеты и конструирование с составлением рабочих чертежей, при этом в курсовом проекте объем работы ограничивается расчетом и конструированием элементов поперечной рамы, предварительно напряженной конструкции, колонны крайнего ряда и фундамента под данную колонну.

Состав курсового проекта:

1. Пояснительная записка:

- выбор варианта конструктивного решения;
- сбор нагрузок на поперечную раму;
- статический расчет поперечной рамы;
- расчет и конструирование крайней колонны;
- расчет и конструирование фундамента под данную колонну;
- расчет и конструирование несущего элемента покрытия (предварительно напряженной).

2. Графическая часть. Объем графической части составляет в сумме два листа формата А1 (возможно выполнение на формате А3 того же объема).

Бланк задания на курсовое проектирование

МИНИСТЕРСТВО НАУКИ И ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ БЮДЖЕТНОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ ВЫСШЕГО
ОБРАЗОВАНИЯ

ТЮМЕНСКИЙ ИНДУСТРИАЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ
СТРОИТЕЛЬНЫЙ ИНСТИТУТ
Кафедра строительных конструкций

ЗАДАНИЕ

на разработку курсового проекта
по дисциплине "Железобетонные конструкции"
для обучающихся направления 08.03.01 «Строительство»

"Проектирование одноэтажного промышленного здания с мостовыми кранами"

1. Преподаватель _____
2. Группа _____
3. Обучающийся _____
4. Сроки выполнения _____

Исходные данные для проектирования

Ширина здания в плане, (м): _____

Величина пролета, (м): _____

Шаг колонн в продольном направлении, (м):
крайнего ряда _____
среднего ряда _____

Высота до низа стропильной конструкции, (м): _____

Грузоподъемность мостового крана, (т): _____

Район строительства: _____

Конструкция для расчета (ПН): _____

Тип грунта и его основные характеристики: _____

Характеристика материалов:

- Класс бетона по прочности на осевое сжатие:

а) для преднапряженных элементов: _____

б) для колонны, фундамента: _____

- Класс рабочей арматуры:

а) предварительно напряженная: _____

б) ненапрягаемая: _____

Для поперечной арматуры и косвенного армирования использовать проволоку класса **B500** или стержневую арматуру класса **A240**.

Задание выдал

_____ г.

Задание получил

_____ г.

Приложение 3

Варианты задания на курсовое проектирование

№ п/п	Фамилия	Имя	Отчество	
1.				48*24, 6*12, 11,2, 50/10, В30, Вр1200(Вр-I)I, В20, А300(А-II), супесь е=0,7, J _L =0,5, салехард, ферма сегментная
2.				36*18, 6*6, 12,4, 30/5, В35, А600(А-IV), В15, А500(А-III), глина е=0,6, J _L =0,5, ишим, балка двускатная
3.				60*30, 6*12, 14,4, 30/5, В35, А600(А-IV), В15, А400(А-III), суглинок е=0,5, J _L =0,5, омск, арка
4.				30*30, 6, 14,4, 20/5, В30, А800(А-V), В15, А400(А-III), суглинок е=0,7, J _L =0,5, тюмень, арка
5.				48*24, 6*12, 10,6, 50/10, В30, Вр1300(Вр-II), В20, А300(А-II), супесь е=0,7, J _L =0,5, надым, ферма с параллельными поясами
6.				18*18, 6, 13,8, 15/5, В35, А600(А-IV), В15, А500(А-III), глина е=0,6, J _L =0,5, новокузнецк, балка двускатная
7.				27*54, 6*12, 10,8, 30/5, В35, А600(А-IV), В15, А400(А-III), супесь е=0,5, J _L =0,5, курган, арка
8.				54*18, 6*6, 13,2, 20/5, В35, А1000(А-VI), В15, А500(А-III), глина е=0,6, J _L =0,5, казань, балка двускатная
9.				54*18, 6*12, 11,8, 50/5, В30, А-V, В15, А-II, песок мелкий маловлажный, тарко-сале, балка двускатная
10.				54*27, 6*12, 10,2, 50/10, В35, Вр1400(Вр-II), В20, А300(А-II), супесь е=0,7, J _L =0,5, пермь, ферма сегментная
11.				24*24, 6, 10,8, 50/10, В30, А600(А-IV), В20, А400(А-III), песок мелкий маловлажный, тобольск, балка двускатная
12.				36*18, 6*6, 12,6, 30/5, В30, А800(А-V), В15, А500(А-III), глина е=0,6, J _L =0,5, караганда, балка двускатная
13.				24*24, 6, 15,8, 50/10, В35, А600(А-IV), В20, А400(А-III), песок мелкий

				маловлажный, владимир, плита 2Т
14.				54*27, 6*12, 10,2, 50/10, В25, Вр1300(Вр-II), В20, А300(А-II), супесь $e=0,5$, $J_L=0,5$, томск, коробчатый настил
15.				54*27, 6*6, 13,2, 30/5, В30, Вррр1400(Вр-II), В20, А300(А-II), супесь $e=0,7$, $J_L=0,5$, москва, арка
16.				36*36, 6, 13,2, 30/5, В30, А800(А-V), В20, А400(А-III), песок мелкий маловлажный, челябинск, арка
17.				27*27, 6*12, 14,2, 50/10, В35, Вр1200(Вр-II), В20, А300(А-II), супесь $e=0,8$, $J_L=0,5$, уфа, коробчатый настил
18.				24*24, 6, 15,8, 50/10, В35, А600(А-IV), В20, А500(А-III), песок мелкий маловлажный, омск, ферма сегментная
19.				36*18, 6*6, 10,2, 50/10, В35, А600(А-IV), В20, А400(А-III), супесь $e=0,5$, $J_L=0,5$, новый порт, коробчатый настил
20.				60*30, 6*12, 13,4, 50/10, В30, А800(А-V), В15, А500(А-III), суглинок $e=0,6$, $J_L=0,7$, саратов, арка
21.				36*18, 6*12, 11,8, 15/5, В30, А800(А-V), В20, А300(А-II), глина $e=0,5$, $J_L=0,7$, новосибирск, балка двускатная
22.				48*24, 6*6, 14,4, 50/10, В30, А600(А-IV), В20, А500(А-III), песок мелкий маловлажный, барнаул, плита 2Т
23.				36*18, 6*6, 11,8, 50/5, В25, А1000(А-VI), В15, А300(А-II), песок мелкий маловлажный, кемерово, балка двускатная
24.				72*36, 6*12, 11,6, 30/5, В35, А600(А-IV), В20, А400(А-III), суглинок $e=0,5$, $J_L=0,6$, нижевартовск, арка
25.				60*30, 6*12, 13,0, 15/5, В30, А600(А-IV), В10, А300(А-II), суглинок $e=0,6$, $J_L=0,5$, мегион, арка
26.				48*24, 6*12, 12,8, 50/10, В30, Вр1300(Вр-II), В20, А300(А-II), супесь $e=0,6$, $J_L=0,5$, нефтеюганск, подкрановая балка

27.				54*27, 6*12, 15,2, 30/5, В30, Вр1200(Вр-II), В20, А300(А-II), супесь е=0,7, J _L =0,5, Санкт-Петербург, арка
28.				48*24, 6*12, 10,8, 15/5, В30, Вр1400(Вр-II), В20, А300(А-II), супесь е=0,8, J _L =0,5, Ишим, подстропильная ферма
29.				48*24, 6*12, 14,8, 30/5, В25, Вр1300(Вр-II), В20, А300(А-II), супесь е=0,6, J _L =0,5, Москва, подстропильная балка
30.				48*24, 6*12, 12,8, 50/10, В30, К1400(К-7), В15, А400(А-III), супесь е=0,5, J _L =0,6, Владивосток, сегментная ферма
31.				54*27, 6*12, 14,2, 50/5, В30, Вр1200(Вр-II), В20, А300(А-II), супесь е=0,7, J _L =0,5, Санкт-Петербург, арка
32.				36*18, 6*12, 12,3, 30/5, В25, А1000(А-VI), В15, А300(А-II), песок мелкий маловлажный, Казань, балка двускатная
33.				18*18, 6, 14,8, 30/10, В35, А600(А-IV), В20, А400(А-III), песок мелкий маловлажный, Нижний Новгород, плита 2Т

Ширина*величина пролета, шаг колонн в продольном направлении, высота до низа стропильной конструкции, грузоподъемность мостового крана, класс бетона для ПН конструкции, класс арматуры для ПН конструкции, класс бетона для элемента без ПН, класс арматуры для элемента без ПН, характеристика грунта, район строительства, ПН конструкция для расчета

Классификация арматуры

Обозначение классов арматурной стали по СП 52-101-03	Классы арматурной стали по стандартам и ТУ	Нормативные документы	Диаметр арматуры, мм	Механические свойства				Модуль упругости $E_s \cdot 10^{-5}$, Н/мм ² (МПа)
				Предел текучести $\sigma_s(\sigma_{0.2})$	Временное сопротивление σ_b	Относительное удлинение		
						δ_5	$\delta_5(A_{gk})$	
						%		
				Н/мм ² (МПа)				
не менее								
A240	A240(A-I)	ГОСТ 5781, ГОСТ 380	6-40	240 (235)	380 (375)	25	—	2,1
A300	A300(A-II)	ГОСТ 5781	10-70	300(295)	500(490)	19	—	2,0
A400	A400 (A-III)	ГОСТ 5781	6-40	400 (390)	600 (560)	14	—	2,0
	A400C (At-400C)	СТО АСЧМ 7-93, ГОСТ 10884	6-40	400 (440)	500 (550)	16	2,0	2,0
A500	A500C	СТО АСЧМ 7-93 ГОСТ РФ (проект)	6-40	500	600	14	2,0	2,0
B500	B500C ¹⁾	ГОСТ РФ	4-12	500	550	—	2,0 (2,5) ²⁾	1,8
	Bp-1	(проект), ТУ ГОСТ 6727	3-5	490	540	—	2,0-3,0	1,8

Класс арматуры	Диаметр проката	Марка стали	Механические свойства, не менее			
			σ_s , Н/мм ² предел текучести	σ_b , Н/мм ² временное сопротивление разрыву	σ_s , % относит. удлинение	Испытание на изгиб в холодном состоянии, С – диаметр оправки, d – диаметр стержня
A-I (A240)	6-40	Ст3кп, Ст3пс, Ст3сп	235	373	25	180 град C=d
A-II (A300)	10-40	Ст5сп, Ст5пс	295	490	19	180 град C=3d
	40-80	18Г2С				
AC-II (AC300)	10-32	10ГТ	295	441	25	180 град C=d
A-III (A400)	6-40	35ГС, 25Г2С	390	590	14	90 град C=3d
	6-22	32Г2Пс				
A-IV (A600)	10-18	80С	590	883	6	45 град C=5d
	10-32	20ХГ2Ц, 20ХГ2Т				
A-V (A800)	10-32	23Х2Г2Т, 23Х2Г2Ц	785	1030	7	45 град C=5d
A-VI (A1000)	10-22	22Х2Г2АЮ, 22Х2Г2Р, 20Х2Г2СР	980	1230	6	45 град C=5d

Перечень коэффициентов

Таблица 5.1

Значения коэффициентов ξ , ζ , α_m

$\xi = x / h_0$	ζ	α_m	$\xi = x / h_0$	ζ	α_m
0,01	0,995	0,01	0,36	0,82	0,295
0,02	0,99	0,02	0,37	0,815	0,301
0,03	0,985	0,03	0,38	0,81	0,309
0,04	0,98	0,039	0,39	0,805	0,314
0,05	0,975	0,048	0,4	0,8	0,32
0,06	0,97	0,058	0,41	0,795	0,326
0,07	0,965	0,067	0,42	0,79	0,332
0,08	0,96	0,077	0,43	0,785	0,337
0,09	0,955	0,085	0,44	0,78	0,343
0,1	0,95	0,095	0,45	0,775	0,349
0,11	0,945	0,104	0,46	0,77	0,354
0,12	0,94	0,113	0,47	0,765	0,359
0,13	0,935	0,121	0,48	0,76	0,365
0,14	0,93	0,13	0,49	0,755	0,37
0,15	0,925	0,139	0,5	0,75	0,375
0,16	0,92	0,147	0,51	0,745	0,38
0,17	0,915	0,155	0,52	0,74	0,385
0,18	0,91	0,164	0,53	0,735	0,39
0,19	0,905	0,172	0,54	0,73	0,394
0,2	0,9	0,18	0,55	0,725	0,399
0,21	0,895	0,188	0,56	0,72	0,403
0,22	0,89	0,196	0,57	0,715	0,408
0,23	0,885	0,203	0,58	0,71	0,412
0,24	0,88	0,211	0,59	0,705	0,416
0,25	0,875	0,219	0,6	0,7	0,42
0,26	0,87	0,226	0,61	0,695	0,424
0,27	0,865	0,236	0,62	0,69	0,428
0,28	0,86	0,241	0,63	0,685	0,432
0,29	0,855	0,248	0,64	0,68	0,435
0,3	0,85	0,255	0,65	0,675	0,439
0,31	0,845	0,262	0,66	0,67	0,442
0,32	0,84	0,269	0,67	0,665	0,446
0,33	0,835	0,275	0,68	0,66	0,449
0,34	0,83	0,282	0,69	0,655	0,452
0,35	0,825	0,289	0,7	0,65	0,455

Таблица 5.2

Значения граничной относительной высоты сжатой зоны бетона ξ_R

Класс арматуры	A240	A300	A400	A500 Bp500	B500	Bp1200	Bp1300	Bp1400	Bp1600	K1400	K1500	K1600	K1700
Значение ξ_R	0,612	0,577	0,531	0,493	0,502	0,32	0,306	0,292	0,268	0,288	0,275	0,263	0,253

Сортамент арматуры

Расчетные площади поперечных сечений и масса арматуры, сортамент горячекатаной стержневой арматуры периодического профиля, обыкновенной и высокопрочной арматурной проволоки

Диаметр, мм	Расчетные площади поперечных сечений, см ² , при числе стержней										Масса кг/м	Диаметр, мм	Сортамент горячекатаной стержневой арматуры периодического профиля из стали классов							сортамент арматурной про- волоки	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10			A-II	A-III	A-IV	A-VIc	A-V	Aт-V	Aт-VI A-VI	Bp-I	B-II Bp-II
3	0,071	0,14	0,21	0,28	0,35	0,42	0,49	0,57	0,64	0,71	0,052	3	—	—	—	—	—	—	—	×	×
4	0,126	0,25	0,38	0,50	0,63	0,76	0,88	1,01	1,13	1,26	0,092	4	—	—	—	—	—	—	—	×	×
5	0,196	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,37	1,57	1,77	1,96	0,144	5	—	—	—	—	—	—	—	×	×
6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,42	1,70	1,98	2,26	2,55	2,83	0,222	6	—	×	—	—	—	—	—	—	×
7	0,385	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,46	3,85	0,302	7	—	—	—	—	—	—	—	—	×
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,53	5,03	0,395	8	—	×	—	—	—	—	—	—	×
9	0,636	1,27	1,91	2,54	3,18	3,82	4,45	5,09	5,72	6,36	0,499	9	—	—	—	—	—	—	—	—	×
10	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,5	6,28	7,07	7,85	0,617	10	×	×	×	—	×	×	×	—	—
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31	0,888	12	×	×	×	—	×	×	×	—	—
14	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,31	13,85	15,39	1,208	14	×	×	×	—	×	×	×	—	—
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,11	1,578	16	×	×	×	×	×	×	×	—	—
18	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,90	25,45	1,998	18	×	×	×	×	×	×	×	—	—
20	3,142	6,28	9,41	12,56	15,71	18,85	21,99	25,14	28,28	31,42	2,466	20	×	×	×	×	×	×	×	—	—
22	3,801	7,6	11,4	15,20	19,00	22,81	26,61	30,41	34,21	38,01	2,984	22	×	×	×	×	×	×	×	—	—
25	4,909	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,13	49,09	3,853	25	×	×	×	×	×	×	×	—	—
28	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,1	49,26	55,42	61,58	4,834	28	×	×	×	×	×	×	×	—	—
32	8,042	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	80,42	6,313	32	×	×	×	—	—	—	—	—	—
36	10,18	20,36	30,54	40,72	50,9	61,08	71,26	81,44	91,62	101,80	7,99	36	×	×	×	—	—	—	—	—	—
40	12,56	25,12	37,68	50,24	62,8	75,36	87,92	100,48	113,04	125,60	9,87	40	×	×	×	—	—	—	—	—	—

Примечание. Знаком «X» отмечены прокатываемые диаметры.

Соотношения между диаметрами стержней и минимальные расстояния между стержнями в сварных сетках и каркасах при контактной точечной сварке

Наименование	Показатели					
Диаметр стержня одного направления, мм	3...12	14; 16	18; 20	22	25...32	36; 40
Наименьший допустимый диаметр стержня другого направления, мм	3	4	5	6	8	10
Наименьшее допустимое расстояние между осями стержней одного направления, мм	50	75	100	100	150	200
То же, продольных стержней при двухрядном их расположении в каркасе, мм	30	40	50	50	60	70

Формулы для статического расчета двухветвевых и ступенчатых колонн

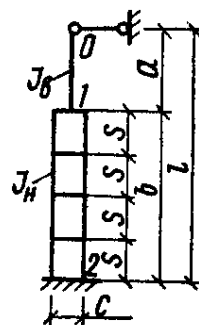


Рис. А

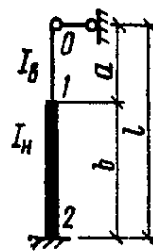


Рис. Б

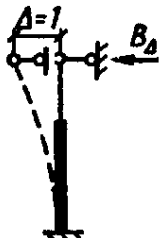
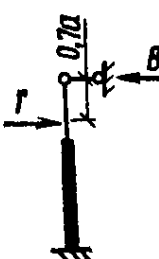
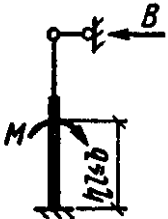
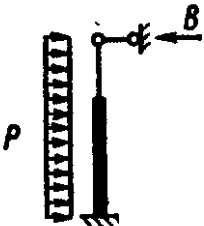
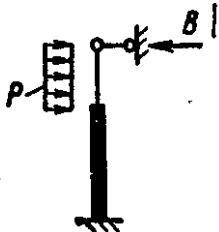
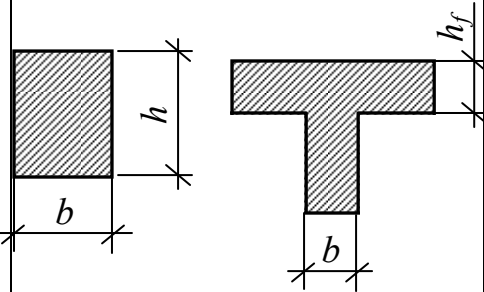
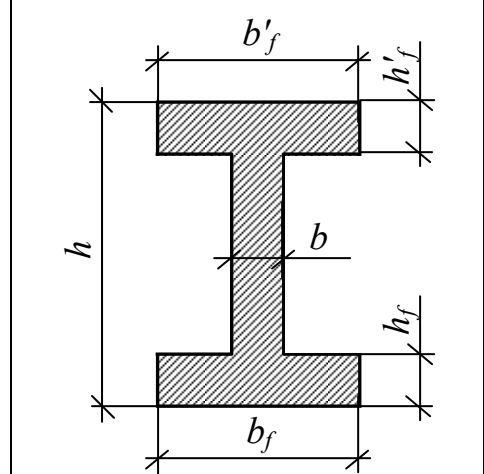
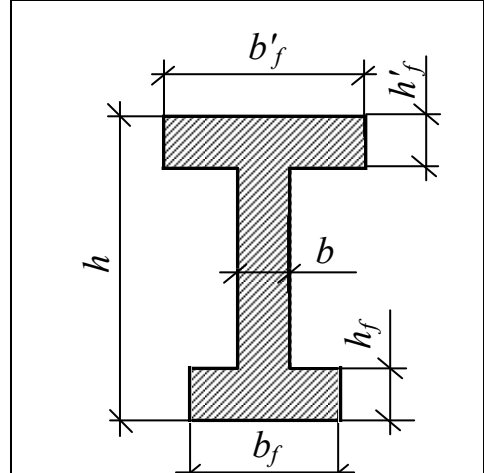
Схема нагружения	Опорная реакция R
	$R_{\varphi} = \frac{3 E_b I_b}{l^2 (1+k+k_1)}$
	$R_{\Delta} = \frac{3 E_b I_b}{l^3 (1+k+k_1)}$
	$R = \frac{3 M (1-\alpha^2)}{2 l (1+k+k_1)}$
	$R = \frac{T (1-\alpha+k_1)}{1+k+k_1}$

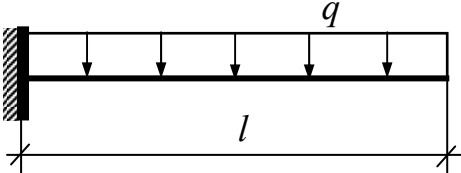
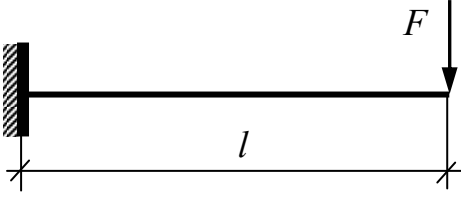
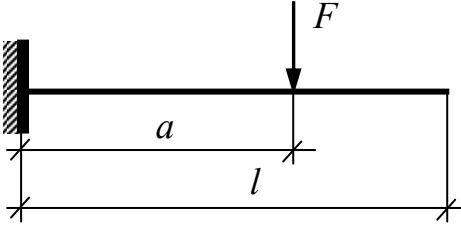
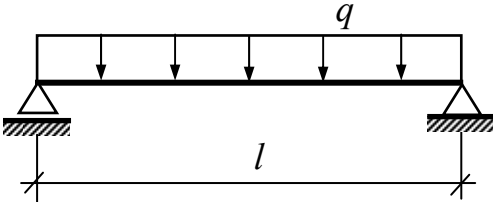
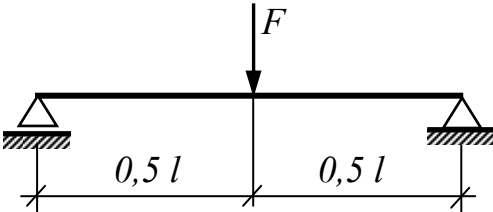
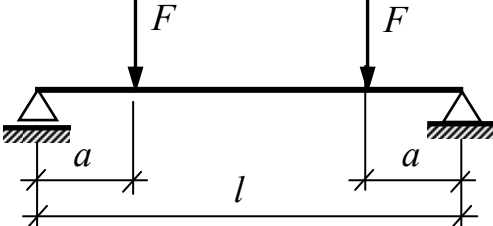
Схема нагружения	Опорная реакция R
	$R = \frac{3M \left(1 + \frac{k}{\alpha}\right)}{2l(1+k+k_1)}$
	$R = \frac{3M\eta(2-\eta)}{2l(1+k+k_1)}$
	$R = \frac{3vl[1+\alpha k+1,33(1+\alpha)k_1]}{8(1+k+k_1)}$
	$R = \frac{vl[3(1+\alpha k)-(3+\alpha)(1-\alpha)^3+k_1]}{8(1+k+k_1)}$

Обозначения: $\alpha = a/l$; $k = \alpha^3(I_H/I_B - 1)$; $k_1 = (1-\alpha)^3 I_H / 8n^2 I$; $I_H = Ac^2/2$; A — площадь сечения ветви; n — число панелей двухветвевой колонны. Остальные обозначения см. на рис. А.

Значения коэффициента γ

Форма сечения	Описание сечения	Кэф-т γ
	Прямоугольное, тавровое с полкой в сжатой зоне	1,75
	Двутавровое симметричное (коробчатое): при $b_f / b = b'_f / b \leq 2$ при $2 < b'_f / b = b_f / b \leq 6$ при $b'_f / b = b_f / b > 6$ и $h'_f / h = h_f / h \geq 0,2$ при $6 < b'_f / b = b_f / b \leq 15$ и $h'_f / h = h_f / h < 0,1$	1,75 1,5 1,5 1,1
	Двутавровое несимметричное, удовлетворяющее условию: $b'_f / b \geq 8$, при $h_f / h > 0,3$ при $h_f / h \leq 0,3$	1,5 1,25

Значения коэффициента ρ_m

Схема загрузки	Коэффициент ρ_m
	$\frac{l}{4}$
	$\frac{l}{3}$
	$\frac{a}{6l} \left(3 - \frac{a}{l} \right)$
	$\frac{5}{48}$
	$\frac{l}{12}$
	$\frac{l}{8} - \frac{a^2}{6l^2}$

ПРИМЕЧАНИЕ: При загрузке элемента одновременно по нескольким схемам пользоваться принципом суперпозиции.

Учебное издание

БАЙ Владимир Федорович
ДЕМИН Владимир Анатольевич

**ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ
ОДНОЭТАЖНОГО ПРОМЫШЛЕННОГО ЗДАНИЯ**

В авторской редакции

Подписано в печать 04.03.2019. Формат 60×90 1/16. Печ. л. 6,06.
Тираж 500 экз. Заказ № 1514.

Библиотечно-издательский комплекс
федерального государственного бюджетного образовательного
учреждения высшего образования
«Тюменский индустриальный университет».
625000, Тюмень, ул. Володарского, 38.

Типография библиотечно-издательского комплекса.
625039, Тюмень, ул. Киевская, 52.