

Инж. Е. С. БАЛИНСКИЙ

624.083

Б-20

ПРОЕКТИРОВАНИЕ  
И МОНТАЖ  
**металлических  
конструкций**

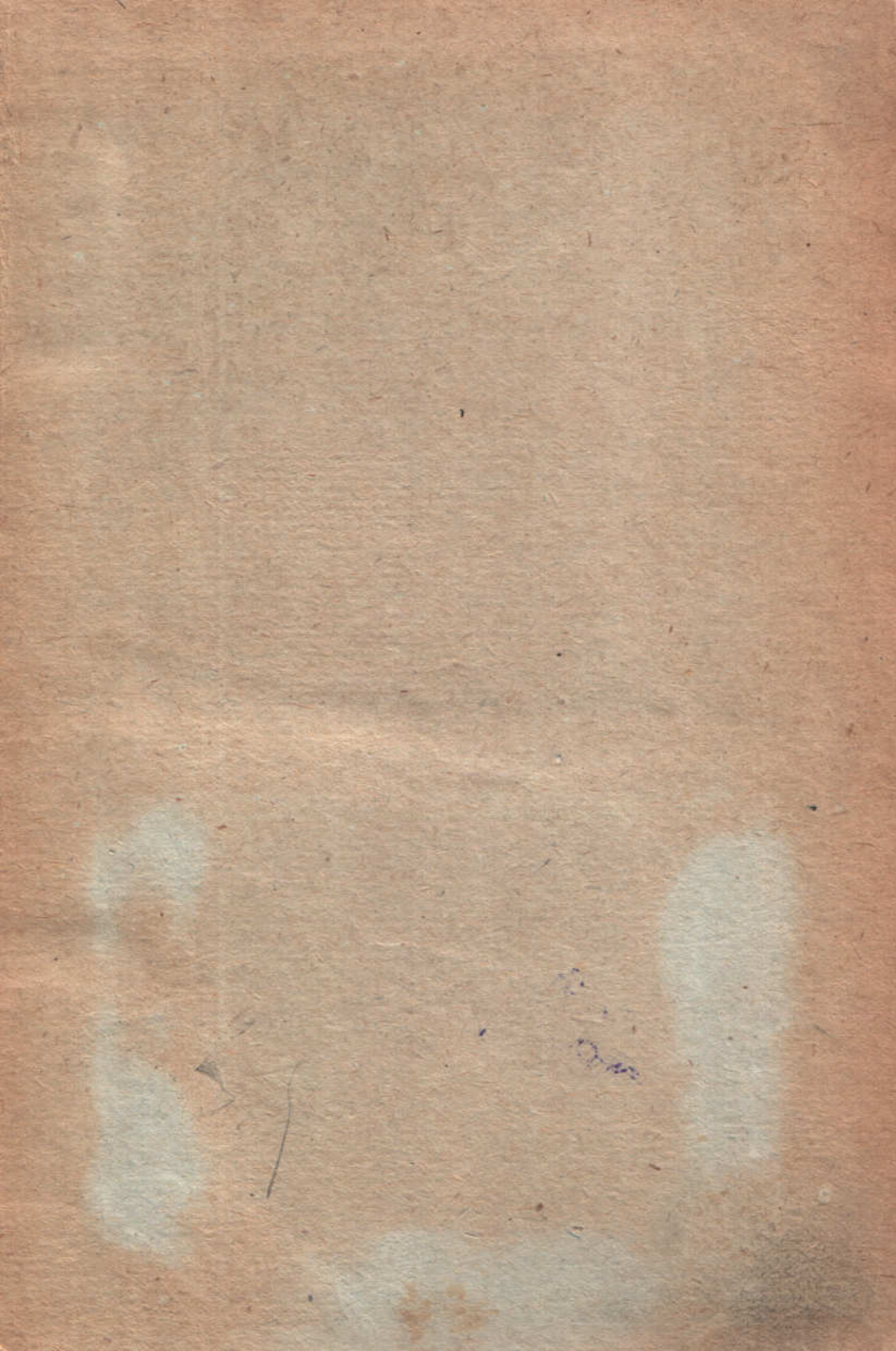
---

ОНТИ • ДНТЕ • НКТП

2869

↓





26  
38



П

№ 1937

Инж. Е. С. БАЛИНСКИЙ

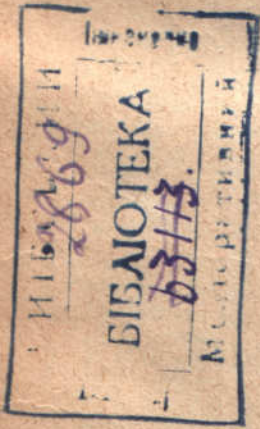
624.083  
Б-20

~~624.083~~  
~~Б-20~~

# ПРОЕКТИРОВАНИЕ И МОНТАЖ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

ИЗДАНИЕ ВТОРОЕ  
ИСПРАВЛЕННОЕ И ДОПОЛНЕННОЕ

Га



ОНТИ  
Харьков

ГОСУДАРСТВЕННОЕ  
НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКОЕ ИЗДАТЕЛЬСТВО  
1936

НКТП  
Киев

Библиографическое описание  
этого издания помещено в  
„Летописи Укр. печати“ „Кир-  
тояной реперт.“ и других ука-  
зателях Укр. Книжн. Палаты.

22—5—3

Редактор инж. *Г. Окраинец*  
Техоформление *Ц. Подольский*  
Литредактор *Березнева-Левин*  
Корректор *М. Тихонова*

Типография Государственного научно-технического издательства Украины  
Киев, ул. Воровского, 42.

Уполномоч. Главлита № 3578.

Зак. № 254.

Тираж 5000—27 $\frac{1}{4}$  лист.



## ОГЛАВЛЕНИЕ

Предисловие ко второму изданию . . . . .	6
<b>Глава I. Общие сведения о металлах, применяемых для конструкций</b>	
1. Причины применения металла в строительстве . . . . .	7
2. Основные свойства металлов, применяемых в строительстве . . . . .	8
<b>Глава II. Общие понятия о металлических конструкциях</b>	
<b>Глава III. Допускаемые напряжения и нормы нагрузок</b>	
1. Допускаемые напряжения . . . . .	21
2. Нормы нагрузок . . . . .	31
3. Типы прокатных профилей . . . . .	52
<b>Глава IV. Изготовление конструкций</b>	
1. Разгрузка, сортировка и укладка металла на складе . . . . .	76
2. Правка материала . . . . .	—
3. Разметка и наметка (подметка) . . . . .	78
4. Резка железа . . . . .	83
5. Проколка и просверливание дыр . . . . .	87
6. Правка после проколки дыр и резки . . . . .	91
7. Сборка на болтах отдельных элементов конструкции . . . . .	92
8. Рассверловка заклепочных отверстий . . . . .	93
9. Клепка собранных конструкций . . . . .	95
10. Сборка склепанных конструкций . . . . .	101
11. Окраска конструкций . . . . .	—
12. Сварка металлических конструкций . . . . .	102
<b>Глава V. Способы соединения элементов металлических конструкций</b>	
1. Заклепочные соединения . . . . .	107
а) Размеры заклепок . . . . .	—
б) Расчет заклепочных соединений при действии продольных сил . . . . .	111
в) Размещение заклепок . . . . .	119
г) Расчет заклепочных соединений при действии изгибающего момента . . . . .	123
д) Расчет заклепочного соединения при совместном действии момента и поперечной силы . . . . .	131
е) Расчет заклепок на «отрыв головок» . . . . .	132
2. Болтовые соединения . . . . .	133
а) Случ и применения болтовых соединений . . . . .	—
б) Размеры болтов . . . . .	134
в) Расчет болтовых соединений . . . . .	140
3. Электросварные соединения . . . . .	142
а) Допускаемые напряжения для электросварных соединений . . . . .	143
б) Соединения встык . . . . .	144
в) Соединения вне хлестку . . . . .	146
г) Соединения на кл двами . . . . .	151
д) Т-образные соединения . . . . .	155
е) Пробоиные соединения (электрозаклепки) . . . . .	160



## Глава VII. Перекрытия

1. Кровля	168
1) Расчет деревянного настила	169
2) Расчет кровли из волнистого железа	179
3) Обрешетины	182
а) Расчет обрешетин	—
б) Расчет оттяжек	194
в) Конструкция обрешетин и оттяжек	195
2. Стропильные фермы (клепаные)	198
1) Выбор типа конструкций	199
2) Определение внешних сил	205
3) Определение усилий в элементах ферм.	209
4) Подбор сечений элементов ферм	212
а) Верхний пояс	214
б) Нижний пояс	220
в) Ослабление заклепками	—
г) Раскосы и стойки	223
5) Сечения, работающие одновременно на поперечный изгиб и осевое усилие	224
6) Конструирование стропильных ферм	226
а) Порядок вычерчивания и правила конструирования узлов	227
б) Конструкция стержней в промежутках между узлами	232
в) Стыки элементов ферм	234
г) Опорные узлы	238
7) Правила вычерчивания и расстановки размеров для клепаных ферм.	241
3. Электросварные стропильные фермы	246
1) Подбор сечений сварных ферм	250
2) Подбор составных (двустенчатых) сечений	251
3) Способы соединений элементов, входящих в состав сечения при сварной конструкции	254
4) Конструкция узлов сварных ферм и обозначение швов	257
4. Связи между фермами	264

## Глава VIII. Подстропильные фермы

1. Нагрузки на подстропильные фермы	271
2. Выбор типа решетки и геометрических размеров подстропильных ферм	273
3. Определение усилий в элементах подстропильных ферм	275
4. Сечения элементов подстропильных ферм	—
5. Конструирование подстропильных ферм	278

## Глава IX. Подкрановые балки

1. Общее описание и классификация	282
2. Нагрузки, действующие на подкрановые балки	285
3. Определение усилий, действующих в подкрановых балках, со сплошной стенкой	303
а) Определение изгибающих моментов от вертикальных сил	—
б) Определение перерезывающих сил от вертикальной нагрузки	309
в) Определение изгибающих моментов от горизонтальных (тормозных) сил	310
4. Допускаемое напряжение и прогибы для подкрановых балок	311
5. Выбор геометрических размеров балок со сплошной стенкой	312
6. Подбор сечения балок со сплошной стенкой	314
а) Предварительное определение размеров сечения	315
б) Проверка наибольших нормальных напряжений для принятого сечения балки	321
в) Определение касательных напряжений	325
г) Определение места обрыва горизонтальных листов	327



д) Определение шага поясных заклепок или размеров поясного шва в сварных балках	328
е) Проверка величины главных (косых) напряжений	333
ж) Размещение уголков или ребер жесткости и их размеры	334
з) Стыки элементов балки и их расчет	337
7. Тормозные фермы	346
8. Конструирование подкрановой балки	348
9. Шпренгельные подкрановые балки	356
а) Расчет шпренгельной балки	—
б) Конструкция шпренгельных балок	360

## Глава X. Опорные части

1. Типы опорных частей	362
2. Расчет опорных частей	366

## Глава XI. Колонны

1. Классификация колонн	370
2. Нагрузки, действующие на колонны	372
3. Шарнирные (маятниковые) колонны	374
а) Расчет шарнирных сплошных колонн	375
б) Подбор сечения сплошных шарнирных колонн	378
в) Расчет решетчатых шарнирных колонн	383
г) Подбор сечения шарнирных решетчатых колонн	385
4. Колонны, жестко заделанные у основания	390
а) Расчет жестко заделанных колонн	—
б) Подбор сечения жестко заделанных колонн	403
в) Расчет анкерного крепления жестко заделанных колонн	406
5. Конструкция колонны	410
а) Конструкция верхней части колонны	411
б) Конструкция колонны в месте расположения подкрановых балок	412
в) Диафрагмы и ребра жесткости	414
г) Опоры шарнирных колонн	—
д) Опоры жестко заделанных колонн	416
е) Крепление анкерных болтов	420

## Глава XII. Фахверковые стены и ветровые фермы

1. Нагрузки, действующие на фахверковые стены	423
2. Схемы каркаса и расчет элементов фахверка	424
3. Типы и подбор сечений элементов фахверка	427
4. Ветровые фермы	429
5. Конструктивные детали фахверковых стен	430



## ПРЕДИСЛОВИЕ КО ВТОРОМУ ИЗДАНИЮ

Осуществляющийся по программе второго пятилетнего плана новый широкий размах строительства и мощное развитие металлургической промышленности, позволяющее обеспечить это строительство металлом, создают все условия для дальнейшего еще более интенсивного применения металлических конструкций при проектировании промышленных зданий и сооружений.

Обстоятельство это требует усиленной подготовки кадров инженеров, техников и конструкторов — специалистов по металлоконструкциям.

Имеющаяся по этому предмету на русском языке литература, переводная и оригинальная, значительно пополненная в последние годы, хотя и дает обширный материал проектировщикам и студентам вузов, но не объединяет изложения всех основных элементов металлических конструкций в одном сжатом курсе.

Второе издание книги «Проектирование и монтаж металлических конструкций» так же, как и первое, имеет целью восполнить этот пробел, дав в сжатом изложении необходимые данные для проектирования клепаных и сварных конструкций промышленных зданий и приемы монтажа этих сооружений. То обстоятельство, что первое издание книги разошлось в очень короткий срок, говорит о том, что потребность в таком именно курсе металлоконструкций значительна.

Объем книги и порядок изложения построены применительно к программам строительных вузов для специальностей архитекторов, производителей работ и др., в которых промышленное конструирование не является основным предметом.

При составлении книги мы считали необходимым обратить особое внимание читателя на экономическую сторону вопроса, так как основным фактором экономии металла в строительстве является рациональное проектирование конструкций. Исходя из этого, особое внимание в книге уделено правильному назначению геометрических размеров и выбору типов сечений отдельных элементов конструкций, дающих оптимальное решение с точки зрения минимального веса металла.

Поскольку электросварные конструкции завоевали прочное место в промышленном строительстве, им уделено в книге значительное место. Примеры всех видов конструкций, а также приемы расчета и конструирования даны параллельно для клепаных и сварных вариантов.

Во избежание бесполезного увеличения объема книги, совершенно опущены способы определения усилий в элементах конструкций, излагаемые в соответствующих курсах строительной механики.

По сравнению с первым изданием, второе значительно изменено и дополнено. Коренным образом переработана глава о нормах нагрузок и допускаемых напряжениях, применительно к выпущенным после первого издания новым нормам, действующим в настоящее время.

В виду введения нового сортамента для большинства профилей, заменены также соответствующие таблицы. В связи с этим пересчитаны все числовые примеры. В целях предоставления читателю большего материала по конструкции колонн, этот раздел дополнен иллюстративным материалом, дающим примеры разработки рабочих чертежей в том виде, как это требуется заводами, изготавливающими конструкции.

Глава о монтаже металлических конструкций оставлена без изменений, поскольку она дает достаточно материала для проектировщика металлоконструкций.



## ГЛАВА I

### ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О МЕТАЛЛАХ, ПРИМЕНЯЕМЫХ ДЛЯ КОНСТРУКЦИЙ

#### 1. Причины применения металла в строительстве

По мере развития промышленности, в связи с непрерывно возрастающей мощностью отдельных агрегатов, станков и т.п., к зданиям промышленных цехов предъявляются все более и более повышенные требования как в части размеров их в плане и по высоте, так и в прочности.

Строившиеся на первых этапах развития промышленности здания, большей частью из кирпича, уже не могли удовлетворить требований развивающейся техники, так как постройка высоких цехов со свободно стоящими кирпичными стенами потребовала бы слишком большой их толщины, а следовательно, и высокой стоимости.

Кроме того, выпускаемые промышленными цехами изделия все более и более увеличивались по весу, а следовательно, для перемещения их потребовалось устройство мощных грузоподъемных мостовых кранов.

Краны эти в большинстве случаев двигаются по так называемым подкрановым путям, расположенным вдоль стен здания и опирающимся на них. Кирпичные или каменные стены, употреблявшиеся в старых цехах, по мере увеличения грузоподъемности кранов, а следовательно и давлений на подкрановые пути, уже не могли удовлетворить требованиям прочности. Одновременно площади, занимаемые цехами, быстро возрастали, составляя в современных цехах десятки тысяч квадратных метров, что требовало устройства перекрытий больших пролетов и промежуточных колонн возможно малого поперечного сечения для поддержания этих перекрытий.

Обстоятельства эти потребовали от строителей применения для таких промышленных зданий материалов, которые обладают высокой прочностью, хорошей сопротивляемостью сжимающим и растягивающим силам, упругостью и долговечностью.

Этим требованиям вполне отвечают железо или — как теперь принято называть — сталь и железобетон. Выбор материала для данного сооружения в целом или отдельных его элементов зависит от целого ряда соображений, из которых основными являются экономические.

Разрешение вопроса в каждом конкретном случае должно производиться с учетом всех особенностей сооружения.



Сталь из числа всех строительных материалов обладает наибольшей прочностью, имея при этом одинаковое сопротивление растяжению и сжатию. Эти свойства делают сталь незаменимой для перекрытия больших пролетов, устройства мостов, подкрановых путей под большие нагрузки, высоких мачт, подвергающихся большим изгибающим моментам, и тому подобных инженерных сооружений.

Кроме того, металлические конструкции при высокой прочности обладают сравнительно небольшим весом и, следовательно, могут изготавливаться вдали от места постройки, в хорошо оборудованных заводских предприятиях, и доставляться к месту установки в разобранном виде железнодорожным транспортом.

Сборка конструкций на месте монтажа может быть произведена в очень короткий срок.

Все эти преимущества привели ко все более и более широкому применению стали в качестве материала для строительных конструкций.

## 2. Основные свойства металлов, применяемых в строительстве

Основными материалами, применяемыми в строительстве металлических конструкций, являются чугун и стали (железо) разных марок. И тот и другой материал в основном состоит из химического элемента — железа с незначительными примесями других веществ; главным из них является углерод, количество которого характеризует основные свойства металла. Кроме того, в состав стали входят марганец, фосфор и сера, а в специальные сорта — также никель и кремний.

Чугун является первичным продуктом, получаемым путем выплавки в доменных печах из железных руд.

Содержание углерода в чугуне составляет от 2 до 4,5%, удельный вес его около 7,2, температура плавления 1100—1200° Ц, структура зернисто-кристаллическая.

Чугун чрезвычайно хрупок, не поддается ни проковке, ни прокатке и потому применяется в строительстве лишь в отливках, главным образом в опорных частях при отсутствии динамических нагрузок.

Применение чугуна даже для опор при наличии ударов и сотрясений не допускается: в этих случаях опоры изготавливаются из литой стали.

Содержание углерода в *литой стали* составляет от 0,1 до 0,3%, температура плавления около 1500° Ц, структура мелкозернистая.

Кроме углерода, сталь обычно содержит марганец — в пределах от 0,4 до 1,0%, фосфор — в пределах от 0,03 до 0,07% и серу — не выше 0,05%<sup>1</sup>.

Наибольшее влияние на механические свойства стали, как уже отмечено, оказывает содержание углерода. По мере увеличения количества углерода возрастает прочность и твердость стали при одновре-

<sup>1</sup> Прим. ред. По этой причине в металлоконструкциях применяются главным образом стали мало-углеродистые с содержанием С не более 0,15—0,25%.



менном уменьшении вязкости. Остальные примеси в указанных выше количествах мало влияют на механические свойства материала. По содержанию углерода сталь подразделяется на марки, перечень которых приведен ниже. В последнее время, в связи со все возрастающими требованиями к прочности материала, входит в употребление сталь с примесью кремния и никеля и повышенным содержанием углерода (до 0,36%).

Такая сталь обладает прочностью, превосходящей в два раза прочность обычной стали, при удовлетворительной вязкости. Литая сталь получается путем переплавки доменного чугуна в специальных печах (мартеновских и бессемеровских), из которых после окончания процесса плавки сталь отливают в формы (изложницы).

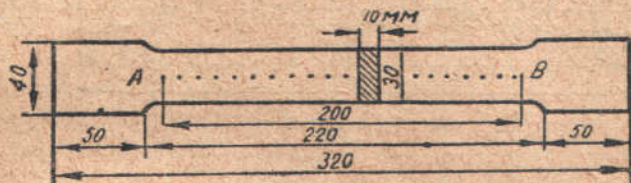


Рис. 1.

Дальнейший процесс обработки стали заключается в прокатке отливой болванки, т. е. обжатии на прокатных станах, при помощи которых нагретая болванка, путем последовательного пропуска через вращающиеся вальцы с фасонными проточками (ручьями), вытягивается в так называемый профильный материал того или другого поперечного сечения.

Основные механические свойства стали характеризуются ее прочностью, т. е. сопротивлением разрыву под влиянием растягивающей силы (так называемое *временное сопротивление*), и относительным удлинением.

Свойства эти определяются лабораторным путем, при помощи испытания образцов, вырезанных из кусков стали. Нормальные образцы для испытаний имеют размеры, показанные на рис. 1 и 2, причем рис. 1 — для образцов из плоского материала, а рис. 2 — для круглых профилей.

Испытание производится на специальной разрывной машине, построенной таким образом, что заложенный в нее образец постепенно растягивается до полного разрушения (разрыва), причем при помощи самопишущего прибора автоматически отмечается зависимость между нарастанием растягивающих напряжений и удлинением образца. Если изобразить эту зависимость графически, мы получим кривую, представленную на рис. 3.

На рис. 3 по оси абсцисс отложены относительные удлинения образца, т. е. отношение увеличения расстояния между точками A и B образца (рис. 1) ко всему расстоянию AB (до растяжения) в процентах, а по оси ординат — напряжения в образце, выраженные в килограммах на квадратный сантиметр поперечного сечения.



Следует обратить внимание на следующие три характерные точки.

Прежде всего обращаемся к точке I, соответствующей так называемому *пределу пропорциональности*. В пределах этого участка диаграммы удлинение прямо пропорционально напряжению. Если образец, нагруженный до предела пропорциональности или ниже его, разгрузить, он возвращается в первоначальное состояние, и в нем не остается никаких деформаций. Такое последовательное нагружение до предела пропорциональности может производиться неограниченное число раз без заметных повреждений материала.

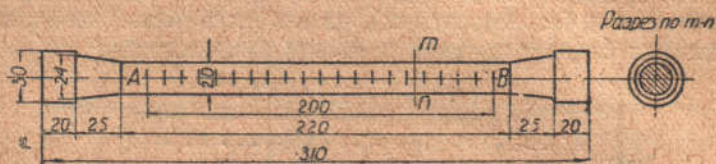


Рис. 2.

Точка II соответствует *пределу текучести*. При этом напряжении материал начинает быстро удлиняться без увеличения сопротивления. При дальнейшем нагружении образца его сопротивление разрыву вновь начинает возрастать.

В точке III, соответствующей напряжению, называемому *временным сопротивлением*, оно достигает своего максимума.

После этого сопротивление образца быстро падает при нарастающем удлинении, и вскоре наступает полное разрушение материала.

Кроме этих основных характерных напряжений, различают еще так называемый предел упругости (точка IV), т. е. напряжение, выше которого заметны значительные неупругие (остаточные) деформации образца.

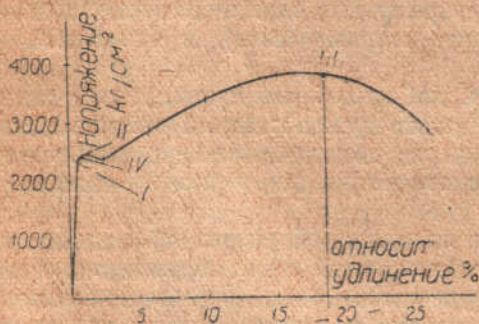


Рис. 3.

Согласно техническим условиям сорта стали, в зависимости от марки, должны обладать механическими свойствами, указанными в таблице 1.

Кроме марок, указанных в таблице 1, в строительстве очень часто применяется так называемое *торговое железо*, механические свойства которого не гарантируются заводом-поставщиком.



Допускаемые напряжения для такого немаркированного металла должны быть установлены на основании механических качеств образцов, определяемых лабораторными испытаниями.

Таблица 1

Основные показатели механических качеств различных сортов стали и чугуна

Материалы			Наименьш. вре- менное сопротив- ление кг/мм <sup>2</sup>	Наименьш. пре- дел текучести кг/мм <sup>2</sup>	Наименьш. удли- нение в %	Модуль упругости кг/см <sup>2</sup>
Прокатная сталь по ОСТ 4125	Сталь марки	Ст. 5 повыш. . . . .	50 <sup>1</sup>	—	18	2 100 000
	»	» Ст. 4 норм. . . . .	42	—	20	2 100 000
	»	» Ст. 3 норм. . . . .	38	23 <sup>2</sup>	22	2 100 000
	»	» Ст. 3 пониж. . . . .	38	—	19	2 100 000
	»	» Ст. 2 норм. . . . .	34	20	26	2 100 000
	»	» Ст. 2 пониж. . . . .	34	—	23	2 100 000
Стальное литье	Сталь литая	Сталь Л <sub>2</sub> . . . . .	50	—	10	2 100 000
	»	» Сталь Л <sub>2</sub> пониж. . .	48	—	8	2 100 000
	»	» Сталь Л <sub>1</sub> . . . . .	36	—	16	2 100 000
Чугунное фасонное литье (ОСТ 970)	Чугун марки ЧЛ <sub>1</sub>	сжатие . . . . .	60	—	—	—
		изгиб . . . . .	32	—	—	1 000 000
		срезывание . . . . .	16	—	—	—
Заклепоч- ная сталь по ОСТ 4129	Сталь марки	Ст. типа 4 . . . . .	41	—	23	2 100 000
	»	» Ст. 3 повыш. . . . .	38	—	24	2 100 000
	»	» 3 норм. . . . .	38	23 <sup>1)</sup>	22	2 100 000
	»	» 2 » . . . . .	34	20 <sup>1)</sup>	26	2 100 000
Металл сварочной проволоки ОСТ 2407	Наплавленный металл шва	растяже- ние . . . . .	25	—	—	—
		срез . . . . .	20	—	—	—

В последнее время в строительстве находят применение так называемые высокосортные стали, содержащие добавки никеля и кремния. Такая сталь обладает очень высоким временным сопротивлением и вязкостью. Состав и механические свойства сталей такого качества (в процентах) приводятся в таблице 2—3.

<sup>1</sup> Но не выше 60 кг/мм<sup>2</sup>.

<sup>2</sup> Определение факультативно.

## Высокосортные стали для мостов

Никель	Углерод	Марганец	Фосфор	Кремний	Сера	Предел упругости (кг/мм <sup>2</sup> )	Врем. сопротив. разрыву (кг/мм <sup>2</sup> )	Относит. удлинение %
4,0	0,1	0,35	0,000	1,00	—	34,0	56,5	20,2
3,2	0,15	0,80	0,01	—	0,03	30,0	51,2	24,2
3,4	0,36	0,29	0,01	—	0,02	27,4	78,4	16,6
3,2	0,15	0,60	—	—	—	30,5	52,3	27,2

Высокая стоимость этой стали и дороговизна обработки позволяют применять этот материал лишь для крупнейших сооружений (мостов больших пролетов, очень высоких каркасных металлических зданий), где уменьшение собственного веса сооружения играет решающую роль.

Для сооружений обыкновенного типа выгоднее применение обычной стали, марки «Сталь 3», «Сталь 4», «Сталь 5».



## ОБЩИЕ ПОНЯТИЯ О МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЯХ

В предыдущей главе мы дали основные понятия о свойствах металлов.

Отличительной особенностью стали, по сравнению с другими строительными материалами, как мы уже указывали, является ее высокая прочность. Сопротивление стали изгибу превышает приблизительно в 10 раз сопротивление дерева. Сравнительно с камнем, бетоном или кирпичной кладкой эта разница еще значительнее, особенно в случаях изгиба и растяжения, которым сталь сопротивляется так же хорошо, как и сжатию, в то время как камень и бетон почти не могут воспринимать растягивающих сил.

Высокое сопротивление железа позволяет придавать отдельным элементам металлических сооружений, несущим очень большую нагрузку, сравнительно небольшие поперечные размеры. Вследствие этого при применении железа для промышленных и гражданских сооружений из металла конструируется только основной *каркас сооружения*, непосредственно воспринимающий нагрузки (вес кровли и стен, атмосферные влияния, нагрузки от механизмов и подъемных кранов и т. п.).

Для заполнения стен, кровли, окон, пола, междуэтажных перекрытий и других подобных элементов сооружений применяются обычные строительные материалы, укрепляемые тем или иным способом на металлическом остове здания. В промышленном строительстве часто не требуется устройства закрытых зданий; в этом случае металлический каркас остается открытым.

Вследствие указанных преимуществ металл получил в строительстве громадное распространение. Почти нет отрасли промышленности, в которой этого рода конструкции не находили бы применения. Из металла строятся железнодорожные и шоссейные мосты, промышленные и гражданские здания, гидротехнические сооружения, ангары для дирижаблей и аэропланов, мачты для высоковольтных линий и радио, водонапорные здания, конструкции подъемных кранов, надшахтные здания и копры, эстакады, каркасы коксовых печей и т. п.

Для осуществления указанных сооружений применяется металл в виде перечисленных в третьей главе профилей и листов, соединяемых между собой в различных комбинациях, в зависимости от рода и величины нагрузок, действующих на данное сооружение или отдельную его часть.



В дальнейшем мы приведем, в последовательном изложении, правила и основания для выбора типа профиля стали или их комбинаций; для общего же ознакомления с типами металлических конструкций приводим несколько характерных рисунков и фотографий.

На рис. 4 представлен металлический каркас здания одного из цехов машиностроительного завода, предназначенный для изготовления и сборки турбин. Основной каркас состоит из ряда мощных колонн *А*, соединенных между собой балками *В* (подкрановые балки), служащими одновременно для движения вдоль здания мостовых подъемных кранов.

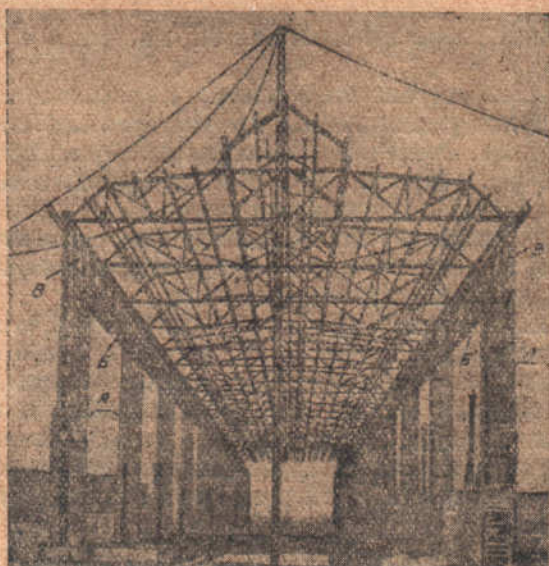


Рис. 4.

Кроме того, колонны соединены по верху балками *В* (подстропильные балки), являющимися опорами для стропильных ферм.

Преобладающим материалом в конструкции колонн в этом случае является листовое железо, усиленное по краям уголками. Такая конструкция колонн носит название *сплошной*.

На рис. 5 дан схематически поперечный разрез ангара для дирижабля с указанием основных поперечных размеров; длина ангара равна 248,5 м.

Основной каркас здания состоит из ряда поперечных параллельно стоящих арок, схема которых показана на рисунке. Каждая арка состоит из двух частей, соединенных шарнирно в точках *А* и *В*.

На рис. 6 изображен тот же ангар во время монтажа, а на рис. 7 — внутренний вид ангара. На этой фотографии видно расположение элементов каркаса *фахверка*, причем горизонтальные прогоны *А* представляют собой *сквозные* горизонтальные фермы. Наиболее употре-



бительным материалом для основных арок в этом случае является швеллерное и угловое железо. Листовой материал применяется только в узловых соединениях стержней. Подобная конструкция арок носит название *сквозной* конструкции, или *стержневой системы* в отличие от конструкции колонн предыдущего здания, где поперечное сечение колонн состоит из сплошного листа.

Несмотря на огромные размеры здания, поражает необычайная легкость сооружения, являющаяся отличительной особенностью металлических сквозных конструкций.

На рис. 8 приведена фотография каркаса многоэтажного промышленного здания. Наиболее употребительно в этом случае двутавровое и швеллерное железо, из которого запроектированы колонны здания, балки междуэтажных перекрытий, каркас фахверка и обрешетки кровли. Угловое железо применено в небольшом количестве для устройства связей, а листовое — для узловых соединений и соединения между собой отдельных элементов колонн.

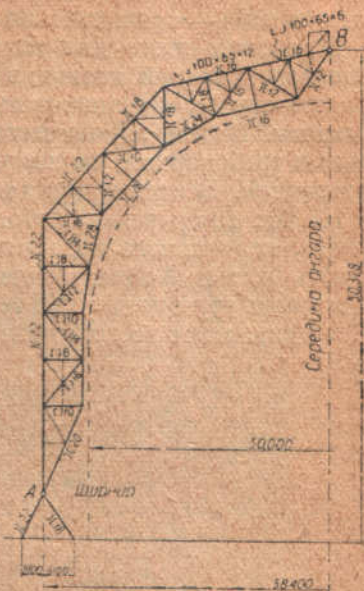


Рис. 5.

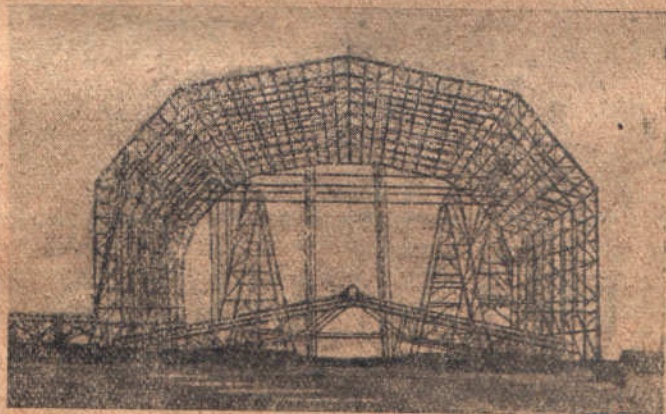


Рис. 6.

На рис. 9 показана металлическая мачта для высоковольтных линий электропередач. По условиям эксплуатации высоковольтных линий, во избежание разрядов с землей, приходится подвешивать провода на очень большой высоте и на значительном расстоянии



друг от друга. С другой стороны, внешние нагрузки, действующие на мачту — собственный вес проводов и давление ветра и льда (гололеды зимой) — сравнительно невелики.

Вследствие этого для такой конструкции должен быть выбран материал, который позволил бы, при небольшом весе сооружения, придать ему весьма значительные высоту (35—50 м) и размах верхней траверзы. В этом случае металл, позволяющий удовлетворить указанным требованиям, является единственно рационально применимым материалом. В конструкции таких мачт преобладает угловое железо.

На рис. 10 приведена фотография металлической конструкции козлового, консольного подъемного крана. Назначение крана — обслуживать открытый склад материалов. Обслуживание склада достигается движением грузоподъемной тележки А вдоль моста крана по балкам В и движением всего крана при помощи специальных ходовых

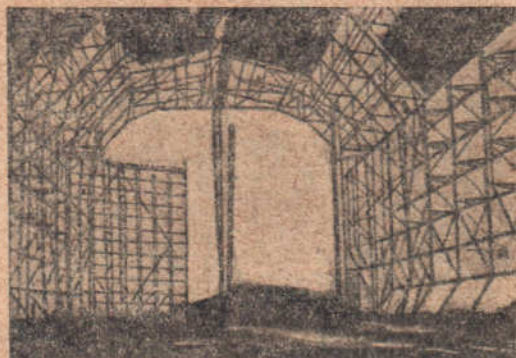


Рис. 7.

механизмов в направлении стрелок по рельсовым путям, уложенным вдоль склада.

Основным материалом является угловое железо, для узловых соединений применяется листовое железо. Швеллеры применены лишь для балок движения тележки.

Наконец, на рис. 11 представлена фотография водонапорного резервуара, емкостью 500 м<sup>3</sup>. Резервуару придана шаровидная форма как наиболее выгодная в смысле использования материала (шар по сравнению с другими телами при одинаковом объеме имеет наименьшую поверхность). Несущая конструкция башни (опора) запроектирована в виде шестигранной призмы. Обращает на себя внимание легкость несущей конструкции.

Приведенные более или менее характерные типы сооружений, построенных из металла, дают общее представление о различных видах металлических конструкций, применяемых в строительстве. Во всех рассмотренных сооружениях каркас построен из уже известных нам профилей стали, соединенных в ту или иную комбинацию стержней. Размеры отдельных элементов и их соединений опреде-



ляются расчетом в зависимости от усилий, возникающих в этих элементах под действием внешних сил.

В соответствии с этим процесс постройки металлических сооружений может быть разделен на следующие три основные стадии: первая — проектирование сооружения, расчет всех его элементов, определение их размеров и разработка рабочих чертежей; вторая — изготовление на заводе отдельных частей сооружения, подразделенного

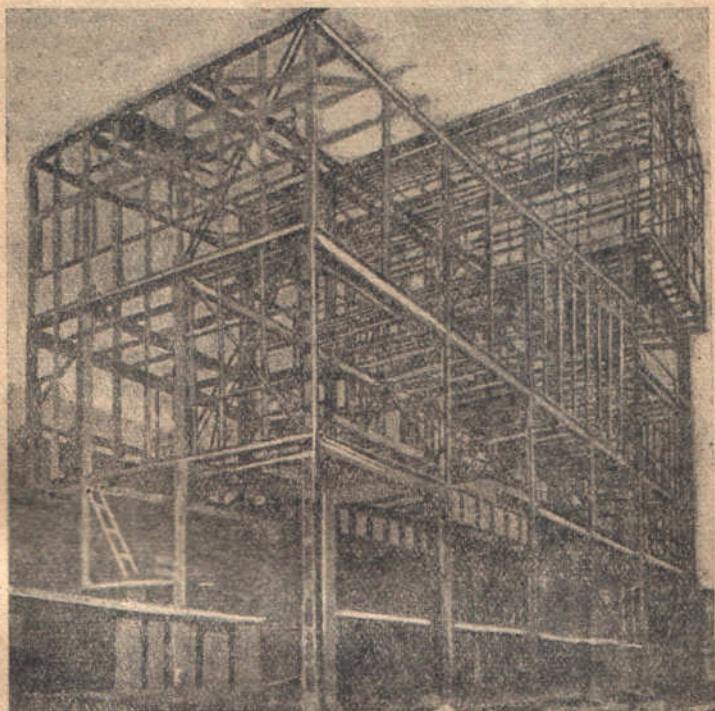


Рис. 8.

на элементы, допускающие перевозку с завода к месту постройки; третья — установка (монтаж) изготовленных конструкций путем подъема и соединения между собой отдельных изготовленных на заводе частей.

Предметом настоящей книги являются первая и третья операции, т. е. проектирование и монтаж. Изготовление конструкций освещено лишь в объеме, необходимом проектировщику для рациональной разработки конструктивных деталей. По этой же причине описание процессов изготовления конструкций предшествует изложению способов и правил проектирования.

До перехода к описанию изготовления конструкций мы считаем необходимым остановиться на основных способах соединений их отдельных элементов.





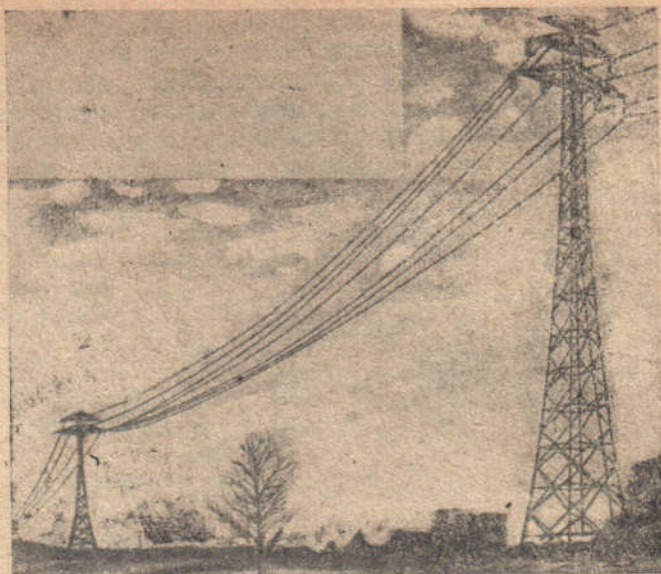


Рис. 9.

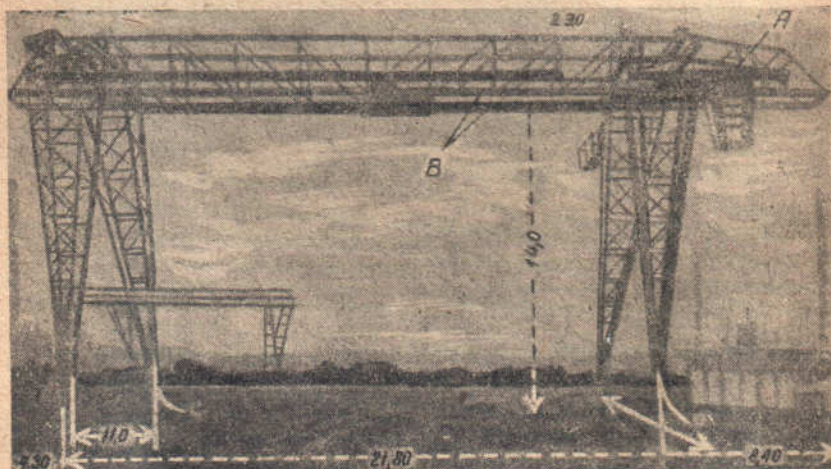


Рис. 10.



Наиболее распространены так называемые *заклепочные* соединения. Сущность их заключается в том, что в отдельных соединяемых профилях железа просверливаются или продавливаются сквозные отверстия, в которые вставляются металлические заклепки, впоследствии *расклепываемые*.

Заклепка представляет собой цилиндрический стержень, снабженный с одной стороны утолщением — головкой (рис. 12). Процесс склепки состоит в том, что нагретую до яркокрасного каления заклепку вводят в отверстие склепываемых элементов, а затем, прижимая заклепку со стороны головки к склепываемым частям, расклепывают выступающий конец заклепки ударами молотка или нажатием при помощи специальной машины.

В результате заклепка приобретает форму, показанную на рис. 13. Так как образование второй головки заканчивается, когда заклепка еще очень сильно нагрета (темнокрасное каление), то при остывании, вследствие уменьшения от охлаждения длины стержня, склепываемые элементы сжимаются головками заклепки с очень большой силой. Ставя в местах соединения элементов конструкций большее или меньшее количество заклепок того или другого диаметра, можно добиться любой прочности соединения.



Рис. 11.



Рис. 12.



Рис. 13.



Рис. 14.

Следующим видом соединений, применяемых в последние годы в практике постройки металлических конструкций, являются *электросварные* соединения.



Сущность этих соединений заключается в том, что отдельные части конструкций свариваются между собой путем наплавки расплавленного металла, образующего сварной шов.

Схемы сварных соединений даны на рис. 14, 15 и 16.

Отличительной и весьма существенной особенностью сварных соединений является возможность приварки *впритык* (рис. 14 и 16), в то время как заклепки требуют обязательного соединения *внахлестку*, при котором одни элементы находят друг на друга. Это обстоятельство позволяет при устройстве сварных соединений значительно уменьшать размеры дополнительных элементов (косынок, фасонных листов, узловых вставок), применяемых в узловых клепаных соединениях, или вовсе устранить эти элементы. Кроме того, сварные узлы не требуют просверливания или проколки отверстий, что значительно облегчает разметку и обработку.



Рис. 15.



Рис. 16.

Третьим видом соединений являются *болтовые*. Эти соединения отличаются от заклепочных только тем, что вместо заклепок части сжимаются болтами, имеющими диаметр, соответствующий диаметру заклепочных отверстий.

Так как добиться плотного заполнения отверстий болтами трудно, а достижение достаточного сжатия элементов при затяжке гайки невозможно, болтовые соединения менее надежны, чем заклепки, и применяются в неответственных узлах (некоторые узлы при монтаже).



## ДОПУСКАЕМЫЕ НАПРЯЖЕНИЯ И НОРМЫ НАГРУЗОК

### 1. Допускаемые напряжения

Допускаемые напряжения для металлов, применяемых в строительстве, устанавливаются в зависимости от целого ряда обстоятельств. Факторами, влияющими на величину устанавливаемых допускаемых напряжений, являются:

**1. Назначение сооружения или степень его ответственности.** Поскольку размер принятого допускаемого напряжения характеризует запас прочности сооружения, допускаемые напряжения для капитальных и ответственных сооружений назначаются ниже, чем для сооружений, рассчитанных на короткий срок службы или для временных сооружений, являющихся вспомогательными при производстве других работ, как то подмости, грузоподъемные мачты и т. д.

**2. Механические свойства материала, его временное сопротивление, предел упругости и относительное удлинение.** Естественно, что, чем выше временное сопротивление материала и его предел упругости, тем больше может быть назначено допускаемое напряжение.

**3. Род возникающих напряжений** (растяжение, срез, смятие и т. п.).<sup>§</sup> Для каждого из этих видов напряжений назначаются различные допускаемые напряжения.

**4. Род действующих нагрузок** или, вернее, степень точности учета сил, действующих на данный элемент сооружения. Чем полнее учитывается влияние внешних сил, тем выше задается допускаемое напряжение. Таким образом, при учете сил, регулярно проявляющихся во время работы того или иного элемента сооружения, назначается наименьшее (для данного качества материала и рода нагрузки) допускаемое напряжение; оно носит название *основного*. В случае учета дополнительных (случайных) сил, могущих действовать на данный элемент периодически, допускаемое напряжение повышается.

Согласно «Единым нормам строительного проектирования» от 1931 г. серия XIV № 1 при расчете ответственных элементов различных сооружений в зависимости от класса, к которому отнесено рассчитываемое сооружение, должны приниматься разные величины допускаемых напряжений. На основании правил о технико-экономической клас-



сификации проектируемых и возводимых сооружений они могут быть разбиты на следующие классы:

*Вне классов.* Монументальные сооружения исключительного и исторического значения, а также рассчитанные на особую долговечность (свыше 100 лет), как, например, некоторые части электроцентралей, памятники, музеи и т. п. *Относительный коэффициент допускаемого напряжения—по особому согласованию с высшими органами по регулированию строительства.*

*Класс I.* Сооружения особо ответственные, отличающиеся большой капитальностью, например: некоторые постоянные искусственные сооружения железнодорожного и водного транспорта, здания центральных государственных, научных и общественных учреждений, основные коммунальные сооружения, некоторые железнодорожные пассажирские здания в больших городах и узловых пунктах, в исключительных случаях — отдельные промышленные сооружения, рассчитанные уже при проектировании на продолжительные сроки службы (в 60 и более лет). *Относительный коэффициент допускаемого напряжения 0,8—1,00.*

*Класс II.* Обычные капитальные сооружения в нормальном экономическом строительстве на транспорте, в коммунальном, фабрично-заводском, жилищном и пр. хозяйствах, например: пассажирские здания первого и второго класса, элеваторы, крупные больницы, учебные заведения, укрупненное жилищное строительство и т. п., а также всякого рода сооружения, рассчитанные при самом проектировании на срок службы свыше 40 лет. *Относительный коэффициент допускаемого напряжения 1,00.*

*Класс III.* Сооружения облегченного типа, подлежащие применению в массовом строительстве, например: все сооружения на транспорте, не вошедшие в высшие классы, массовое промышленное и жилищное строительство и пр., рассчитанные при самом проектировании на срок службы не свыше 40 лет. *Относительный коэффициент допускаемого напряжения 1,00—1,25.*

*Класс IV.* Сооружения временного характера, например: временные жилища для рабочих, временные склады, временные сооружения на железнодорожном и водном транспорте при постройках и т. п., а также всякого рода инженерные сооружения, рассчитанные на срок службы не свыше 5 лет, и гражданские не свыше 10 лет. *Относительный коэффициент допускаемого напряжения 1,25—1,67.*

В зависимости от того, к какому классу относится проектируемое сооружение, для него устанавливается большее или меньшее допускаемое напряжение.

Приведенные допускаемые напряжения относятся к сооружениям II класса. Для сооружений I класса эти напряжения понижаются на 10%, для сооружений III класса, наоборот, повышаются на 10% против указанных норм.

Зависимость допускаемых напряжений от остальных факторов (перечисленных в пунктах 2, 3 и 4) установлена «Техническими условиями и нормами на проектирование промышленных зданий», выписку из которых по этому вопросу мы приводим.



## ВНЕШНИЕ СИЛЫ, ДЕЙСТВУЮЩИЕ НА СООРУЖЕНИЕ

(Выписка из «Технических условий и норм на проектирование промышленных зданий»)

§ 10. Комбинация силовых воздействий. Различаются следующие три комбинации силовых воздействий на сооружения:

- а) основные силы,
- б) основные плюс случайные силы,
- в) основные плюс монтажные усилия и нагрузки.

§ 11. Основные силы. За основные силы принимаются:

1. Собственный вес сооружения.
2. Снег.
3. Все временные нагрузки, регулярно появляющиеся в работе того или другого элемента.
4. Обычные динамические воздействия подвижной нагрузки.
5. Обычные силы горизонтальных ударов колес подвижной нагрузки.
6. Одновременное торможение обычной интенсивности, принимаемое в одной из следующих комбинаций:
  - а) торможение тележки с грузом по крановому мосту не более чем двух кранов из числа могущих воздействовать на рассчитываемую конструкцию (колонна, подкрановая балка и т. п.);
  - б) торможение моста нагруженного крана не более чем двух кранов из общего их числа, действующих на рассчитываемую конструкцию;
  - в) совпадение продольного торможения одного крана с поперечным торможением другого (одного) крана;
  - г) торможение подвижного состава на эстакадах и на конструкциях зданий (бункерные здания) при обычных скоростях движения по ним, а также центробежные силы на кривой пути.

Допускаемые напряжения назначаются по п. 1 табл. 4, § 21.

*Примечание.* Значение обычного динамического коэффициента воздействия кранов принимается равным 1,1.

Значения тормозных усилий обычной интенсивности принимаются в 0,5 от наибольших значений тормозных усилий, указанных для подкрановых балок.

Значения динамического коэффициента, горизонтальных ударов и тормозных усилий для подвижного состава принимаются по нормам НКПС.

§ 12. Основные плюс случайные силы. Комбинация основных и случайных сил включает:

1. Собственный вес сооружения.
2. Снег.
3. Все временные нагрузки, регулярно появляющиеся в работе того или другого элемента.
4. Давление ветра.
5. Воздействия температуры согласно указаниям § 26.
6. Инерционные усилия подвижной и крановой нагрузок наибольшей возможной интенсивности при наибольшей скорости движения, возможной в пределах данного сооружения. §

Допускаемые напряжения назначаются по п. 2 табл. 4 § 21.

*Примечание.* При определении наибольших возможных инерционных усилий от крановой нагрузки комбинации воздействия кранов принимаются согласно § 11.

§ 13. Основные плюс монтажные нагрузки. Комбинация основных и монтажных нагрузок рассматривается в нижеследующих трех случаях:

- а) усилия, возникающие при установке конструкции от иного распределения сил, чем при обычной работе ее в составе сооружения (например усилия в стержнях фермы при ее надвигке или подъеме);
- б) нагрузка на сооружение от монтажных кранов, работающих лишь во время сборки и ремонта оборудования в комбинации с основными внешними силами;
- в) собственный вес перекрытия и нагрузка на него от веса тяжелых машинных частей, помещаемых на нем при сборке и ремонте оборудования.



Допускаемые напряжения назначаются согласно примечанию 1 к табл. 4 § 21.

§ 14. При определении расчетных нагрузок на конструкцию надлежит руководствоваться:

- а) для определения снеговой нагрузки ОСТ 4535/3 (см. ниже);
- б) для определения воздействия ветра ОСТ 4535/2 (см. ниже);
- в) для определения крановых нагрузок см. табл. на стр. 288—299.

### 1. Материалы и допускаемые напряжения

§ 15. Материалы, применяемые в конструкциях. К применению в металлических конструкциях гражданских и промышленных сооружений разрешается:

А. Сталь, полученная по способу Сименс-Мартена или бессемерованием, являющаяся основным материалом, из которого выполняются металлические конструкции.

Для отдельных элементов сооружений надлежит употреблять следующие сорта сталей (ОСТ 4125):

1. Для наиболее ответственных тяжелых конструкций, как то: подкрановые балки под большие нагрузки, колонны тяжелых цехов, конструкции больших кранов и транспортных приспособлений, сталь 3 нормальная; для прочих частей сооружений возможно при недостатке стали 3 нормальной применение пониженных материалов до стали 1 нормальной включительно; кроме того, в наиболее тяжелых сооружениях, подвижных конструкциях, а также в таких элементах, в которых экономия веса по общей компоновке является наиболее важной (например подкрановые балки больших пролетов под особо тяжелые краны), при достаточных к тому экономических и производственных предпосылках, рекомендуется применение высококачественных материалов стали 5 повышенной или специальной<sup>1</sup>.

При применении повышенной или высококачественной стали разрешается в неотвественных частях сооружения употреблять материалы более низкого качества.

2. Для заклепок — сталь 2 нормальная, сталь 3 повышенная, сталь 3 нормальная, сталь типа 4 и специальная (ОСТ 4129).

3. Для электродов — стальная проволока согласно ОСТ 2407.

4. В катках, вкладышах, шарнирах — сталь 3 нормальная, сталь 5 повышенная или специальная.

Б. Стальное литье — в опорных частях; в балансирах и подушках — сталь Л<sub>2</sub>, а для легких конструкций сталь Л<sub>2</sub> пониженная или сталь Л<sub>1</sub>.

В. Чугун — в элементах, работающих главным образом на сжатие, а также для опорных частей легких конструкций.

§ 16. Качество материалов. Применяемые в металлических конструкциях гражданских и промышленных сооружений металлы должны по своим качествам удовлетворять соответствующим ОСТ или специальным ТУ и Н для тех металлов, которые не предусмотрены ОСТ.

В случае применения немаркированного металла его механические качества устанавливаются лабораторным испытанием образцов металла.

В зависимости от результатов испытаний металл приравнивается к определенной марке.

При невозможности производства лабораторных испытаний временно разрешается применять немаркированную прокатную сталь после упрощенных испытаний, приравнивая сталь, выдержавшую упрощенные испытания, по ее качествам к стали марки Ст. 3 пониж.

§ 17. Упрощенные испытания прокатной стали и наружный ее осмотр. До производства упрощенного испытания сталь должна быть подвержена наружному осмотру для удостоверения отсутствия на поверхности и на торцах дефектов, могущих отразиться на прочности стали, как то: шлаковин, плен, трещин, раскислений и т. п.

Упрощенное испытание состоит в загибе пробного образца в холодном состоянии на 180° вокруг стержня диаметром, равным толщине образца (согласно ОСТ 1683).

<sup>1</sup> Механические характеристики специальной стали и допускаемые на нее напряжения до утверждения соответствующего ОСТ определяются специальными ТУ согласно § 20.



Признаком того, что образец выдержал пробу, служит отсутствие в нем после загиба трещин, надрывов, расслоений или излома.

При этом испытании из каждого испытываемого сорта из партии каждого заказа весом до 15 т берется два образца и добавочно по одному образцу от каждых последующих 15 т веса испытываемого сорта.

§ 18. **Применения стали, не выдержавшей испытаний.** Сталь, оказавшаяся по лабораторным испытаниям ниже стали марки Ст. 1 норм. или не выдержавшая упрощенного испытания, может быть употреблена лишь в нерабочих частях сооружений (прокладки, шайбы и т. п.).

Наплавленный металл швов сварных соединений, показавший при испытании контрольных образцов сопротивление разрыву менее 2500 кг/см<sup>2</sup>, не допускается в ответственных (несущих) частях конструкций.

§ 19. **Механические качества металлов, применяемых в конструкциях.** Механические качества металлов, применяемых в конструкциях, указаны в табл. 1 (стр. 11).

§ 20. **Особые сорта стали.** Для отдельных сооружений с разрешения инстанций, утверждающих проект, допускается применение и иных (кроме перечисленных выше) сортов стали. В этом случае должны быть преподаны дополнительные к тексту настоящих ТУ и Н указания относительно требований, которым должен удовлетворять материал, а также условия его приемки и испытания.

При этом специальные ТУ и Н должны установить также и возможные допускаемые напряжения.

§ 21. **Допускаемые напряжения для II класса сооружений.** Для конструкций, относимых ко II классу сооружений согласно правилам технико-экономической классификации сооружений («Единые нормы» 1931 г., сер. XIV, № 1), допускаемые напряжения назначаются по нижеследующим таблицам:

Таблица 4

**Основные допускаемые напряжения для прокатного металла  
(растяжение, сжатие и изгиб)**

№ по пор.	Характер действия нагрузок	Марки сталей		
		сталь 5 повыш.	сталь 3 норм. сталь 4 норм.	сталь 3 пониж. » 2 норм. » 2 пониж. » 1 норм.
1	При действии основных нагрузок (§ 11)	Первый предел допускаемых напряжений		
		1750	1400	1200
2	При совместном действии основных и случайных нагрузок (§ 12)	Второй предел допускаемых напряжений		
		2100	1700	1450

**Примечания:** 1. При расчете конструкции на комбинацию основных и монтажных нагрузок (§ 13) допускаемые напряжения принимаются:

а) при нагрузках согласно § 13, п. а) равными 1,35 первого предела основных допускаемых напряжений (табл. 4 п. 1);

б) при нагрузках согласно § 13, п. б) равными второму пределу основных допускаемых напряжений (табл. 4, п. 2);

в) при нагрузках согласно § 13, п. в) равными первому пределу основных допускаемых напряжений (табл. 4, п. 1).

2. В сжатых егержнях при проверке их устойчивости на продольный изгиб допускаемые напряжения уменьшаются умножением на коэффициент продольного изгиба  $\varphi$  по табл. 5.



Коэффициент  $\varphi$  уменьшения основного допускаемого напряжения при продольном изгибе

Гибкость $\frac{l}{r}$	Сталь 4, 3, 2 и 1	Сталь 5	Чугун
0	1,0	1,0	1,0
10	0,99	0,99	0,97
20	0,97	0,97	0,91
30	0,935	0,935	0,81
40	0,893	0,893	0,69
50	0,846	0,846	0,57
60	0,798	0,798	0,44
70	0,741	0,730	0,34
80	0,683	0,652	0,26
90	0,625	0,572	0,20
100	0,568	0,495	0,16
110	0,511	0,424	—
120	0,454	0,369	—
130	0,402	0,317	—
140	0,353	0,285	—
150	0,316	0,258	—
160	0,287	0,237	—
170	0,261	0,216	—
180	0,236	0,200	—
190	0,214	0,187	—
200	0,191	0,173	—

3. Допускаемые напряжения для главных напряжений принимаются равными основному напряжению.

4. Разрешается в исключительных случаях, предусмотренных специальными техническими условиями, увеличивать приведенные в табл. 4 величины допускаемых напряжений, но не выше предела пропорциональности, принимаемого в 0,9 предела текучести.

Таблица 6

Производные допускаемые напряжения для прокатного металла<sup>1</sup>

Род усилия	Перех. коэф-циент	при основных допускаемых напряжениях					
		Сталь 5 повыш.		Сталь 4 норм. » 3 »		Ст. 3 пониж. » 2 норм. » 2 пониж. » 1 норм.	
		1750	2100	1400	1700	1200	1450
Срез . . . . .	0,75	1300	1600	1050	1300	900	1100
Смятие торцевых поверхностей . . . . .	1,5	2600	3150	2100	2550	1800	2200
Местное смятие:							
а) плотное касание . . . . .	—	1300	1500	1100	1300	—	—
б) свободное касание {А <sup>1</sup> . . . . .	—	7000	8000	6000	7000	—	—
{Б . . . . .	—	5000	6000	4000	5000	—	—
Диаметральное сжатие катков . . . . .	—	65	75	55	65	—	—

<sup>1</sup> См. примечание к табл. 8.



Основные допускаемые напряжения для стального литья и чугуна  
(растяжение, сжатие и изгиб)

Род нагрузок	Стали		Сталь Л <sub>1</sub>	Чугун	
	Сталь Л <sub>2</sub>	Сталь Л <sub>2</sub> пониж.		сжатие и сжатие при изгибе	растяже- ние при изгибе
При действии основных нагрузок . . . . .	1800	1500	1200	1000	400
При совместном действии основных и случайных нагрузок . .	2100	1800	1500	1200	480

Таблица 8

Производные допускаемые напряжения для стального литья и чугуна

Род усилия	Перех. коэффициент	Сталь Л <sub>2</sub>		Сталь Л <sub>2</sub> пониж.		Сталь Л <sub>1</sub>		Перех. коэффициент	Чугун	
		при основных допускаемых напряжениях								
		1800	2100	1500	1800	1200	1500		1000	1200
Срез . . . . .	0,75	1350	1600	1150	1350	900	1150	0,25	250	300
Местное смятие:										
а) плотное касание . . . .	—	1300	1500	1100	1300	850	1100	—	650	800
б) свободное касание } А	—	7000	8000	6000	7000	5000	6000	—	3500	4200
} Б	—	5000	6000	4000	5000	3500	4300	—	2500	3000
Диаметральное сжатие катков . . . . .	—	65	75	55	65	45	55	—	—	—

Примечание. Смятие свободного касания А относится к многокатковым опорам, катки которых не имеют большой подвижности (подвижные опоры постоянных сооружений); Б относится к каткам опор, на которых конструкция может перемещаться (подвижные мосты, краевые устройства).



Допускаемые напряжения при расчете заклепочных и болтовых соединений при действии основных нагрузок

	Род усилия	Материал заклепок или болтов			Основной металл		
		сталь типа 4	сталь 3 повышенной и сталь 3 норм.	сталь 2 норм. <sup>1</sup>	сталь 5 повышенной вып.	сталь 4 норм. и сталь 3 норм.	сталь 3 повышенной » 2 норм. » 2 повышенной » 1 норм.
Заклепки	Срез { B C	1400 Не	1100 950	1100 950	— —	— —	— —
	Отрыв B и C	1050	850	850	—	—	—
	Смятие { B C	3500 Не	2800 2400	2800 2400	3500 —	2800 2400	2400 2050
Точеные болты (чистые)	Растяжение	1400	1100	950	—	—	—
	Срез	1400	1100	950	—	—	—
	Смятие	3500	2800	2400	3500	2800	2400
Неточеные болты (черные)	Растяжение	Не употребляется	1100	950	—	—	—
	Срез	»	850	700	—	—	—
	Смятие	»	1700	1450	—	1700	1450
Анкерные болты	Растяжение	1200	1050	900	—	—	—

Примечания к таблицам 9 и 10. Для получения допускаемых напряжений для заклепочных и болтовых соединений из невошедших в табл. 9 и 10 материалов надлежит основные допускаемые напряжения последних умножать на переходные коэффициенты согласно табл. 11.

Примечания к табл. 11: 1. Срез и смятие B относятся к заклепкам, постановка которых производится на прессах помощью пневматических молотков или ручной клепкой, в дырах, полученных пробивкой или сверловкой отдельных элементов на станках, а затем рассверленных на стеллажах.

Срез и смятие C относятся к заклепкам в продавленных и нерассверленных отверстиях. При расчете на срез и смятие расчетное сечение заклепок

<sup>1</sup> Согласно «Единым нормам» 1931 г. (сер. XIV, № 6) сталь 2 норм. применяется в заклепках с допускаемыми напряжениями, установленными для стали 3 норм.



Таблица 10

Допускаемые напряжения при расчете заклепочных и болтовых соединений при совместном действии основных и случайных нагрузок

	Род усилия	Материал заклепок или болтов			Основной металл		
		сталь типа 4	сталь 3 по- выш. и сталь 3 норм.	сталь 2 норм. <sup>1</sup>	сталь 5 по- выш.	сталь 4 норм. и сталь 3 норм.	сталь 3 пониж. » 2 норм. » 1 норм.
Заклепки	Срез $\left\{ \begin{array}{l} B \\ C \end{array} \right.$	1700 Не употребляется	1350 1150	1350 1150	— —	— —	— —
	Отрыв $B$ и $C$	1250	1000	1000	—	—	—
	Смятие $\left\{ \begin{array}{l} B \\ C \end{array} \right.$	4200 Не употребляется	3400 2900	3400 2900	4200 —	3400 2900	2900 2450
Точеные болты	Растяжение	1700	1350	1150	—	—	—
	Срез	1700	1350	1150	—	—	—
	Смятие	4200	3400	2900	4200	3400	2900
Неточеные болты	Растяжение	Не употребляется	1350	1150	—	—	—
	Срез		1000	850	—	—	—
	Смятие		2050	1750	—	2050	1750
Анкерные болты	Растяжение	1500	1300	1100	—	—	—

Таблица 11

Переходные коэффициенты для получения допускаемых напряжений при расчете заклепочных и болтовых соединений

Род усилия	Переходные коэффициенты			
	Заклепки	Точеные болты	Неточеные болты	Анкерные болты
Растяжение	—	0,8	0,8	0,75
Срез $\left\{ \begin{array}{l} B \\ C \end{array} \right.$	0,8 0,67	0,8	0,6	—
Смятие $\left\{ \begin{array}{l} B \\ C \end{array} \right.$	2,0 1,7	2,0	1,2	—
Отрыв $B$ и $C$	0,6	—	—	—

<sup>1</sup> См. примечание к табл. 9.



и точеных болтов принимается по диаметру соответственных дыр, а неточеных болтов — по диаметру стержня болта.

При работе болтов на растяжение расчет производится по сечению нетто (внутренний диаметр нарезки).

2. При применении в конструкциях заклепок или болтов из материала, отличного от основного материала конструкций, напряжения на срез берутся по материалу заклепок или болтов, а на смятие — по материалу заклепок и болтов, смотря по тому, какой материал имеет более пониженные допускаемые напряжения.

Таблица 12

Допускаемые напряжения для сварного шва в зависимости от его временного сопротивления на растяжение  $R$

Род нагрузки	Род усилия	Допускаемые напряжения при $R=3000$ кг/см <sup>2</sup>	Допускаемые напряжения при $R$ кг/см <sup>2</sup>				
			2900	2800	2700	2600	2500
При действии основной нагрузки	Сжатие	1000	970	930	900	870	830
	Растяжение	900	870	840	810	780	750
	Срез	720	700	670	650	620	600
При совместном действии основных и случайных нагрузок	Сжатие	1200	1160	1120	1080	1040	1000
	Растяжение	1100	1060	1030	990	950	920
	Срез	870	840	810	780	750	720

Примечания: 1. Приводимые в табл. 12 допускаемые напряжения для сварного шва относятся к сварным конструкциям, изготовляемым из стали 3 норм. и пониженных материалов до стали 1 норм. включительно.

2. Для потолочных швов допускаемые напряжения принимаются в размере 0,8 от приведенных в табл. 12 значений.

Для швов, выполняемых на монтаже, допускаемые напряжения принимаются в размере 0,9 от приведенных в табл. 12 значений.

§ 22. Допускаемые напряжения для сооружений прочих классов. Допускаемые напряжения для сооружений I класса понижаются на 10% против норм, указанных в § 21.

Допускаемые напряжения для сооружений III класса повышаются на 10% против указанных норм.

§ 23. Допускаемые напряжения при применении старого металла. Допускаемые напряжения для старого металла при усилении или использовании старых конструкций назначаются в зависимости от результатов лабораторных испытаний образцов умножением допускаемого напряжения для ближайшего по величине наименьшего относительного удлинения к испытываемому металлу марки стали из указанных в табл. 1 на коэффициент  $\frac{R_1 \cdot i_1}{R \cdot i}$ , где  $R_1$  и  $i_1$ ,  $R$  и  $i$  — временные сопротивления и относительные удлинения испытываемого металла и ближайшего к нему по величине наименьшего относительного удлинения марки стали.

В случае, если допускаемое напряжение получается ниже 800 кг/см<sup>2</sup>, материал может быть употреблен только в нерабочих частях сооружений (прокладки, шайбы, перила и пр.).

#### ! Выбор схемы и установление генеральных размеров

§ 24. Расчетная схема. Расчетная схема должна отвечать следующим основным положениям:



а) наибольшей экономии металла;

б) наименьшей трудоемкости изготовления и монтажа;

в) наибольшему соответствию работы конструкций расчетным предпосылкам.

§ 25. Сетка. При разбивке основной схемы сооружения следует стремиться к наибольшей повторяемости элементов и кратности размеров в плане.

При установлении сетки для плана сооружения рекомендуется брать размеры в целых метрах.

§ 26. Температурные швы. При назначении расстояния между температурными швами в металлических конструкциях как в продольном, так и в поперечном направлениях следует руководствоваться следующими соображениями:

а) в конструкциях, не подверженных непосредственному воздействию температуры наружного воздуха, расположение температурных швов должно назначаться с учетом лишь изменения температуры внутри работающего цеха;

б) в открытой металлической конструкции (крановые эстакады, открытые скрапные дворы и т. д.) при назначении температурных швов должна быть учтена полная разность колебания температуры наружного воздуха;

в) для устранения возможности появления трещин в оболочке здания сквозные температурные швы надлежит делать во всяком случае не реже 90 м друг от друга.

## 2. Нормы нагрузок

При расчете элементов сооружений в первую очередь необходимо определить величину действующих на сооружение *внешних сил*. Силы эти зависят от расположения и величины грузов, находящихся на элементах данного сооружения (краны, машины и т. п.), а также от характера их воздействия (подвижные нагрузки, горизонтальные силы торможения и т. п.). В каждом отдельном случае эти нагрузки определяются в зависимости от их величины и характера действия и назначения сооружения.

Другая группа нагрузок не зависит от технологического процесса производства, для которого строится данное сооружение, и является общей для всех зданий и сооружений. Сюда относятся ветровая и снеговая нагрузки.

Размеры этих нагрузок установлены в соответствующих ОСТ. Ниже мы приводим способы их определения.

### НАГРУЗКИ ОТ ВЕТРА И СНЕГА

#### А. Ветровая нагрузка (ОСТ 4535/2, ред. 1933 г.)

Утвержден<sup>1</sup> Всесоюзным комитетом стандартизации при СТО 8 марта 1933 г. в качестве обязательного при составлении проектов, начатых разработкой<sup>1</sup> после 1/VII 1933 г.

1. Ветровая нагрузка определяется по формуле:

$$P = k \cdot q.$$

Здесь  $P$  — давление ветра в килограммах на  $1 \text{ м}^2$ , нормальное к воспринимающей поверхности. Это давление считается положительным, когда оно направлено внутрь сооружения, и отрицательным, когда оно является отсасывающим и направлено наружу.  $k$  — коэффициент обтекания, зависящий от формы и положения подверженного ветру объекта. Величины этого коэффициента, определенного при наиболее невыгодном направлении ветра, приведены вместе со схемами распре-



делений давления на рис. 20—24.  $q$  — скоростной напор ветра в килограммах на  $1 \text{ м}^2$ , соответствующий наибольшей для данного места скорости ветра, но без учета особых порывов.

Напор в зависимости от скорости определяется формулой:

$$q = \frac{\gamma}{9,81} \cdot \frac{v^2}{2} = \frac{v^2}{16},$$

здесь  $\gamma$  — вес воздуха  $1,23 \text{ кг/м}^3$  при давлении 760 мм и температуре  $15^\circ$ ;  $9,81$  — ускорение силы тяжести в  $\text{м/сек}^2$ ;  $v$  — наибольшая скорость ветра в  $\text{м/сек}$  на данной высоте.

2. Для сооружений высотой до 16 м напор ветра  $q$  принимается постоянным и равномерно приложенным по высоте (таблица 12 и график рис. 19).

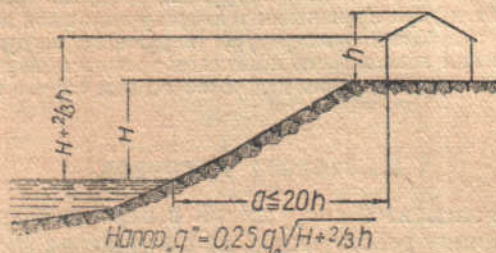


Рис. 17.

3. При увеличении высоты свыше 16 м скоростной напор увеличивается пропорционально корню квадратному из высоты, а именно:

$$q : q_1 = \sqrt{h} : \sqrt{h_1}$$

4; Если известно  $q_1$  на высоте  $h_1$ , то для любой высоты  $h$  будем иметь:

$$q = q_1 \frac{\sqrt{h}}{\sqrt{h_1}}$$

5. Если  $h_1 = 16 \text{ м}$ ,  $q_1 = q_0$  (таблица 12), то на любой высоте  $q = 0,25 q_0 \sqrt{h}$ ; здесь  $q_0$  берется для соответствующего географического района из таблицы 12.

6. Если нижний край сооружения, имеющего высоту  $h$ , находится над уровнем земли или воды на высоте  $H$ , например, край здания, стоящего на высоком берегу не далее  $20h$  по горизонтальному расстоянию от подошвы берега, то расчетный напор определяется по формуле (рис. 17):

$$q = 0,25 q_0 \sqrt{H + 2/3 h}.$$

7. Сооружения свыше 16 м подразделяются на зоны высотой от 10 до 20 м, и соответствующий каждой зоне напор определяется по формуле предыдущего параграфа как напор, соответствующий скорости на высоте  $2/3$  (высоты) данной зоны. В пределах приня-

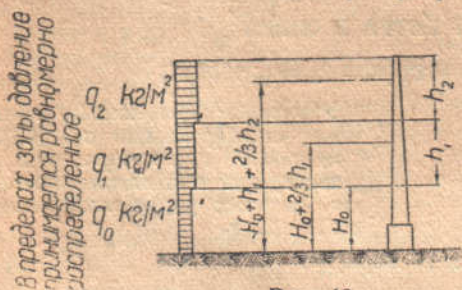


Рис. 18.

той зоны высотой от 10 до 20 м напор принимается постоянным и равномерно приложенным по высоте зоны (рис. 18).

8. Для всех тех случаев, когда не имеется данных о скорости ветра, скоростной напор  $q$  определяется по прилагаемому графику (рис. 19). Этот график представляет три кривых скоростного напора для трех географических районов СССР (таблица 30 и график рис. 19).



Эти кривые дают все величины  $q$  в зависимости от высоты  $h$  — точки над углом земной или водной поверхности в пределах 100 м высоты. Свыше 100 м скоростные напоры принимаются постоянными.

9. Получаемые по графику значения  $q$  дают величины скоростного напора для сооружений, стоящих в открытых местах; для мест же, частично защищенных от ветра застройкой или редкой растительностью, например в селениях или на окраинах городов, эти значения должны быть уменьшены на 40%, а в местах крупной застройки или среди обширных древесных насаждений — на 55%.

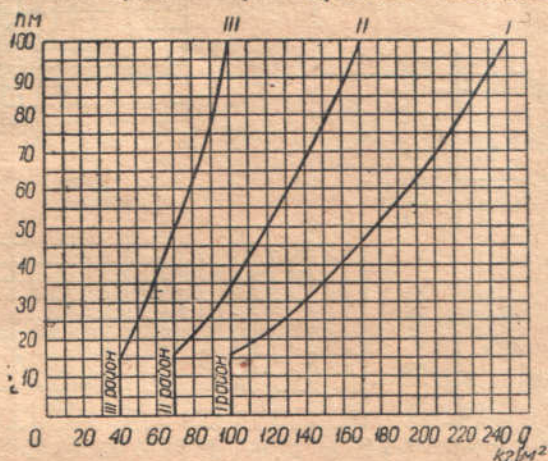


Рис. 19.

10. Постоянные значения скоростного напора для высот до 16 м даются в следующей таблице:

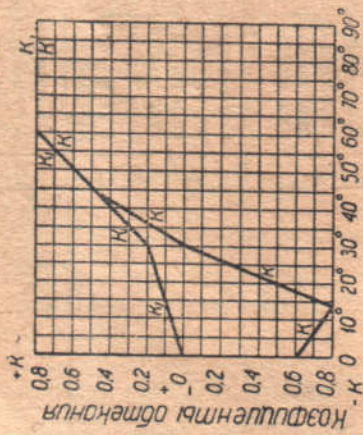
Таблица 13

Значение скоростного напора  $q_0$  на высоте 16 м от земли (в  $\text{кг}/\text{м}^2$ )

Районы географические	Условия местной защищенности		
	Сооружения, свободно стоящие на открытом месте	Сооружения на окраинах городов, в мелких поселениях или среди редких насаждений	Сооружения в густо застроенных частях городов или среди обширных древесных насаждений
	$q_0$	$q_0 - 0,40q_0$	$q_0 - 0,55q_0$
1. Прибрежная полоса Черного моря длиной 100 км с центром в Новороссийске . . . . .	100	60	45
2. Побережья морей (за исключением Финского залива, Азовского моря) и низовья больших впадающих в них рек . . . . .	70	42	32
3. Вся территория СССР за исключением районов, указанных в пп. 1 и 2 . . . . .	40	24	18



Коэффициенты обтекания и распределения давлений на зданиях с двускатными крышами



Стемы



Рис. 20.

Коэффициенты обтекания и распределения давлений на зданиях с цилиндрическими крышами

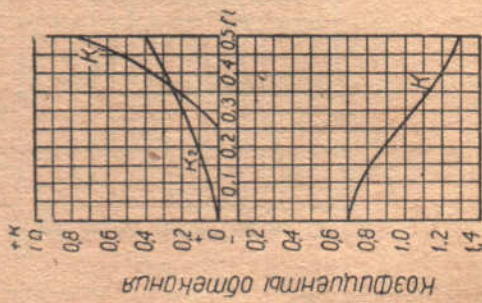
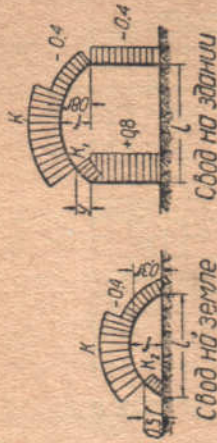


Рис. 21.



Коэффициент обтекания и распределение давлений на открытых зданиях, фермах и башнях (трубах)

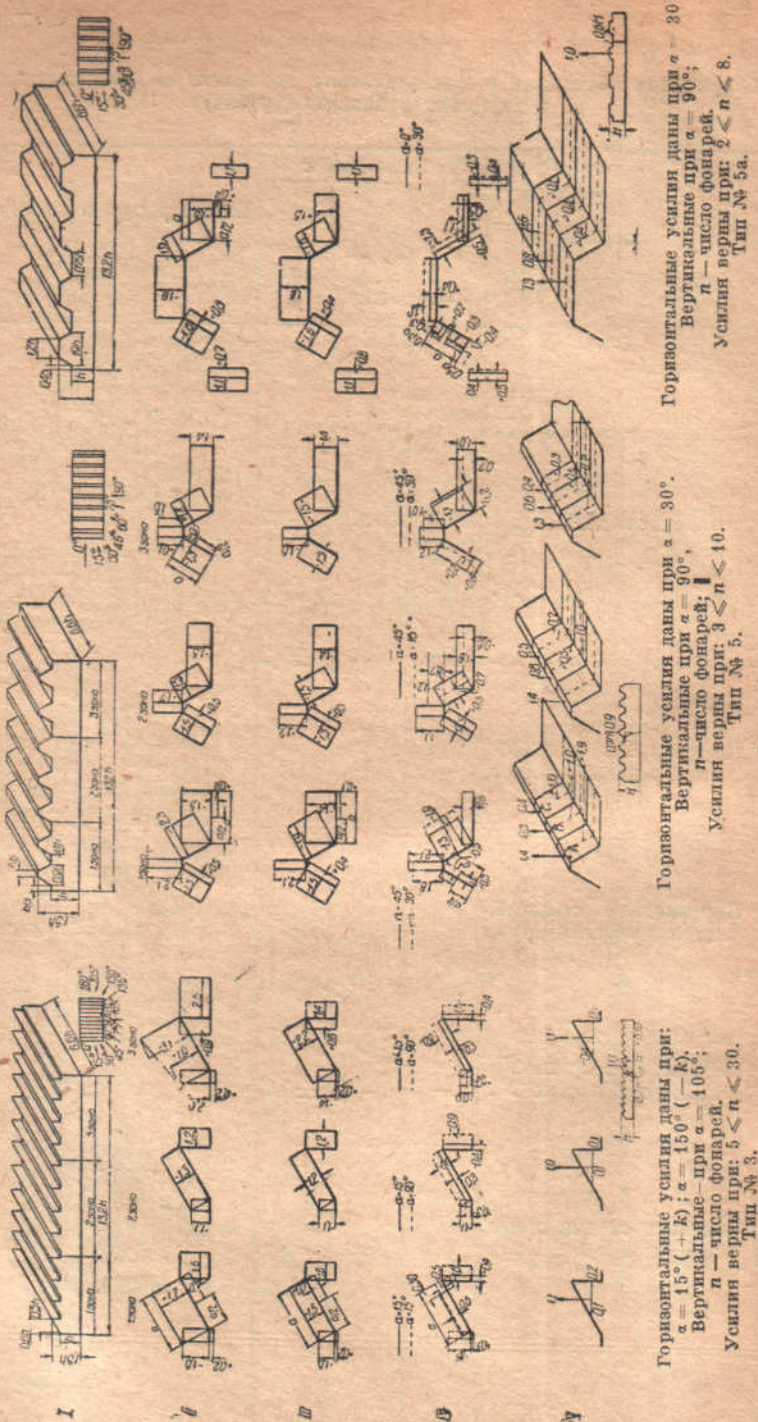
№	Вид поверхности	Значения $k$			Схемы распределения ветровой нагрузки
		+ давлен.	- отсос	общ.	
1	Здания, частично открытые:				
	плоскость $AB$ . . .	0,8	0,6	$\pm 0,2$	
	» $BC$ . . .	0,2	0,6	$\begin{cases} +0,6 \\ -1,2 \end{cases}$	
	» $CD$ . . .	0,8	0,6	$\pm 1,2$	
2	Каркасы без заполнения, решетки, фермы.	—	—	1,4	<p>Общая площадь <math>ABCD = F</math>  Площадь отверстий <math>= f</math>  Воспринимающая площадь первой фермы <math>= F - f</math>  второй — — — <math>(F - f) f / f</math>  <math>\langle n \rangle</math> — — — <math>(F - f) / (f / f) n - 1</math></p>
3	Вертикально стоящий цилиндр башни, трубы	1	0,3	0,6	
4	Навесы, т. е. крыша на столбах без стен . .	—	—	$\pm 0,6$	
5	Отдельно стоящ. стены, заборы . . . . .	0,8	0,6	1,4	

Рис. 22.



Коэффициенты обтекания и распределение давлений на крышах и стенах промзданий

Нагрузки надо вычислять по формуле  $P = k \cdot q$



Горизонтальные усилия даны при  $\alpha = 30^\circ$ .  
 Вертикальные при  $\alpha = 90^\circ$ .  
 $n$  — число фонарей;  
 Усилия верны при:  $3 \leq n < 10$ .  
 Тип № 5.

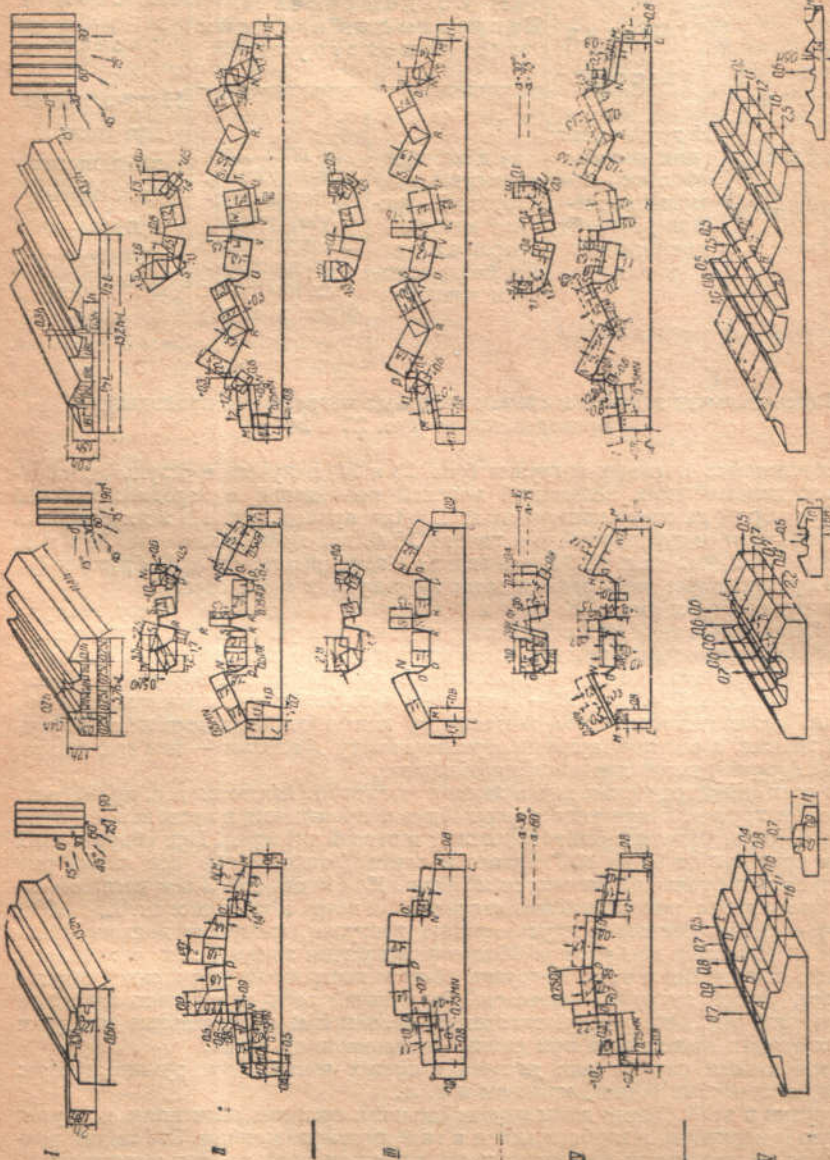
Горизонтальные усилия даны при  $\alpha = 30^\circ$ .  
 Вертикальные при  $\alpha = 90^\circ$ .  
 $n$  — число фонарей.  
 Усилия верны при:  $2 < n \leq 8$ .  
 Тип № 5а.

Горизонтальные усилия даны при:  
 $\alpha = 15^\circ (+k)$ ;  $\alpha = 150^\circ (-k)$ .  
 Вертикальные при  $\alpha = 105^\circ$ .  
 $n$  — число фонарей.  
 Усилия верны при:  $5 \leq n < 30$ .  
 Тип № 3.



Коэффициенты обтекания и распределение давлений на крышах и стенах прозданий

Нагрузки надо вычислять по формуле  $P = k \cdot q$



Безветер, угол наклона ската 30°  
Ветер дует параллельно скату 45°

Тип № 8.

Безветер, угол наклона ската 30°  
Параллельно ветру, угол 45°

Тип № 9.  
Рис. 24.

Среднеарифметическая скорость ветра 10 м/с, 30°  
Ветер дует параллельно скату 45°

Тип № 6.



**Примечания к таблицам 15 и 16: «Коэффициенты обтекания и распределение давлений на крышах и стенах промзданий»**

I	II	III	IV	V
Перспективный вид здания	I. Стадия расчета.	II. Стадия расчета. Нагрузки для несущих частей конструкций.		III. Стадия расчета.
	Нагрузки даны для расчета оболочки покрытия (железо-руберойд, остекление и т. д.)	а) дана для элементов конструкций, расчет которых проводится без учета местных моментов.	б) дана для конструкций, которые требуют учета одновременных несимметричных нагрузок (арки и т. д.)	Нагрузки даны для расчета продольных балок здания и проверки всего здания на устойчивость

**Пояснительная записка к схемам ветровых нагрузок на промздания, приведенным на рис. 23 и 24**

Распределение ветровых нагрузок (рис. 23 и 24) получено в результате обработки аэродинамических испытаний моделей промзданий в аэродинамической трубе. Эти нормы не охватывают пока всех типов промзданий. На этих рисунках рассматриваются однофонарный тип здания № 6, два промздания типа № 8 и 9, одно здание шедового типа № 3 и два здания с перекрытием типа А-образных фонарей. Перспективные виды зданий даны на рисунках в 1-й строке.

Для первых трех типов № 6, 9 и 8 нагрузки нанесены по всему контуру здания. Промздания типа № 3 и 5 делятся на зоны (как указано на перспективном виде), объединяющие фонари, для которых нагрузка принимается одинаковой.

Нагрузки везде даны в виде коэффициента  $k$ , который входит в формулу  $P = kq$ ; здесь  $q$  — скоростной напор,  $P$  — расчетная нагрузка в килограммах на  $1 \text{ м}^2$ . Нагрузки, соответствующие положительному давлению, откладываются внутрь контура здания, а соответствующие отрицательному давлению — вне его. Видно, что везде отрицательные давления преобладают.

Для всех симметрических видов здания (такowymi являются все, кроме типа № 3) даны нагрузки, получающиеся при обдувке промздания в пределах от нуля до  $90^\circ$ , т. е. когда направления ветра лежат в первой четверти. При обдувке этих зданий в пределах от  $90$  до  $180^\circ$  правая и левая (относительно оси симметрии профиля) стороны только поменяются местами. Для модели № 3 как несимметричной даны нагрузки при изменении направления ветра в пределах от  $0$  до  $180^\circ$ .

Первая стадия расчета предусматривает нагрузки, которыми должен пользоваться конструктор для расчета оболочки покрытия здания, как то: железа, рубероида, остекления и т. п. Нагрузки даны максимальные для каждой отдельной точки. Эпюра нагрузки является объемлющей всех возможных нагрузок. Очевидно, что эти нагрузки неодновременные, так как максимальные нагрузки в разных точках появляются при разных направлениях ветра.

Вторая стадия служит для расчета несущих частей конструкции, как то: стропила, поперечные балки, колонны и т. п.

Нагрузки в этой стадии даны по наибольшему средним значениям нагрузок на данную поверхность и изображаются в виде прямоугольников. Эта стадия подразделяется на две части: а) первая часть предназначена для тех конструкций, которые не требуют учета несимметричности нагрузок, создающих местные моменты; б) вторая часть предназначена для расчета конструкций, которые требуют учета одновременных несимметричных нагрузок (например арки).



В этом случае даны два невыгоднейших угла. В некоторых случаях один из этих углов дает наибольшие моменты по отдельным поверхностям, а другой — наибольшие моменты на две и больше поверхности, рассматриваемые совместно.

Третья стадия предусматривает расчет основных продольных балок здания и проверку всего здания на устойчивость. Эта стадия тоже разбита на две части: а) первая из них дает нагрузку для расчета продольных балок, причем величина нагрузок изменяется по длине здания (за исключением № 3). Для каждой области дан вектор, характеризующий удельную нагрузку на часть здания, ограниченную на чертеже сплошной линией; горизонтальные нагрузки на здания № 6, 8 и 9 даются для всего здания в целом и отнесены к высоте здания. Для промзданий типа № 3, 5 и 5а горизонтальные нагрузки даны для одного фонаря и отнесены к высоте фонаря; б) вторая часть дана для проверки всего здания на устойчивость.

В этом случае необходимо знать расстояние от направления горизонтальной силы до основания здания. Это расстояние дается в долях высоты всего здания. В этих нормах указаны нагрузки с внешней стороны здания. Внутри здания давление считалось равным атмосферному. Учет влияния открытых проемов производится следующим образом: если имеются открытые отверстия с одной стороны здания, то давление внутри всего здания принимается то, которое имеет место на этой внешней стороне здания при закрытых отверстиях; в этом случае это давление алгебраически вычитается из внешних давлений в любой точке здания.

Для лучшего представления техники определения ветровых нагрузок приведем несколько примеров.

*Пример 1.* Определить нагрузку от ветра на  $1 \text{ м}^2$  кровли и стен промышленного однопролетного здания, расположенного на окраине города Астрахани. Высота здания до конька — 15 м. Уклон кровли  $20^\circ$  (см. рис. 25).

По таблице 13 скоростной напор для сооружения, расположенного на окраине города (в низовьях больших рек), равен  $42 \text{ кг/м}^2$ . Значения коэффициента обтекания  $k$  даны на рис. 20 и графике, относящемся к этому рисунку. Коэффициент  $k_1$  этого графика относится к скату крыши, расположенной непосредственно на земле (со стороны действия ветра), и имеет всегда положительное значение. Коэффициент  $k_2$  (нижняя кривая) относится к скатам крыш, расположенных над зданиями, и имеет положительное или отрицательное значение в зависимости от угла наклона ската к горизонту. Углы эти нанесены на оси абсцисс графика.

Для скатов и стен, расположенных с заветренной стороны, коэффициент обтекания принимается постоянным и равным  $-0,4$ . Таким образом, для нашего случая давление ветра на скат  $BC$  будет равно:  $P_1 = kq = -0,5 \times 42 = -21 \text{ кг/м}^2$ , где  $-0,5$  — коэффициент  $k$ , определенный для угла  $20^\circ$  из графика рис. 20. Давление это отрицательно, т. е. направлено наружу здания (отрывает кровлю). Давление ветра на скат  $CD$  равно:

$$P_2 = -0,4 \times 42 = -16,8 \text{ кг/м}^2$$

и направлено также наружу здания.

Давление на стену  $BA$  равно:

$$P_3 = 0,8 \times 42 = 33,6 \text{ кг/м}^2$$

и направлено внутрь здания (положительно).

Давление на стену  $DE$  равно:

$$P_4 = -0,4 \times 42 = -16,8 \text{ кг/м}^2$$

и направлено наружу (отрицательно).

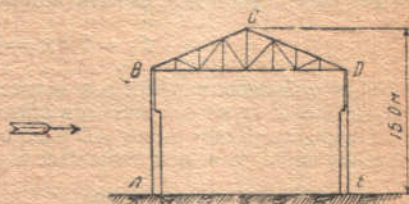


Рис. 25.



Из приведенного примера и рассмотрения графика рис. 20 следует, что для большинства промышленных зданий, имеющих обычно уклон кровли в пределах от 0 до 30°, давление ветра (в отличие от ранее действовавших норм) отрицательно и достигает максимального значения для скатов с малым уклоном 10—15°.

Направление действия силы ветра во всех случаях принимается нормально к поверхности стены или кровли.

**Пример II.** Определить нагрузку от ветра на 1м<sup>2</sup> кровли и стен ангара (с одной стороны может быть открыт), расположенного на открытом месте в районе г. Баку. Высота здания 14 м (см. рис. 26).

Скоростной напор  $q$  по таблице 13 равен 70 кг/м<sup>2</sup>. Коэффициент обтекания  $k$  определяется для этого случая по таблице 14, пункт 1.

Таким образом, на торцевую стену  $AB$ , при направлении ветра, указанном на рисунке, будет действовать положительное давление, равное:

$$P_1 = 0,8 \times q = 0,8 \times 70 = 56 \text{ кг/м}^2.$$

При открытых воротах это давление будет уменьшено на величину  $0,6 \times q = 0,6 \times 70 = 42 \text{ кг/м}^2$  за счет повышенного давления внутри ангара.

Очевидно, расчет стены  $AB$  надо вести по первому случаю, дающему большее значение силы, т. е. при закрытых воротах. Стена  $CD$  будет очевидно иметь максимальную нагрузку при открытых воротах. Давление на нее будет равно:

$$P_2 = -0,6q - 0,6q = -1,2q = -84 \text{ кг/м}^2$$

и направлено наружу здания.

При обратном направлении ветра давление будет равно:

$$P_3 = 0,8q + 0,4q = 1,2q = 84 \text{ кг/м}^2$$

и направлено внутрь здания.

Крыша  $BC$  испытывает наибольшую нагрузку при открытых воротах. Давление будет равно:

$$P_4 = -0,6q - 0,6q = -1,2q = -84 \text{ кг/м}^2$$

и направлено наружу.

Следует иметь в виду, что, хотя полученная нагрузка на кровлю является максимальной по абсолютному значению, однако при расчете кровли и ферм худшим для работы конструкции может оказаться случай положительного значения давления (обратное направление ветра). В этом случае нагрузка от ветра будет складываться с нагрузкой от собственного веса перекрытия (в первом же случае она вычиталась), что может дать большие усилия в элементах конструкции.

**Пример III.** Определить нагрузку на кровлю и остекление фонаря здания промышленного типа по рис. 27. Здание расположено на открытом месте в районе Харькова. Высота здания до карниза 18 м, до конька фонаря 24 м. Скоростной напор для этого случая на высоте 16,0 м по таблице 13 равен 40 кг/м<sup>2</sup>. Так как здание выше 16 м, то для определения скоростного напора, действующего на верхнюю часть (кровлю и фонарь) требуется разбить здание по высоте на две зоны по 12,0 м. Высота, на которой определяется скоростной напор, согласно пункту 7 норм ветровых нагрузок (см. стр. 32), принимается на  $\frac{2}{3}$  верхней зоны.

Таким образом для нашего случая:

$$h = 12 + \frac{2}{3} \times 12 = 20 \text{ м.}$$

По графику рис. 19 скоростной напор для этой высоты (III район) равен 44 кг/м<sup>2</sup>. Коэффициенты обтекания для элементов кровли и фонаря заданного типа даны на рис. 24, тип № 6. Для расчета элементов кровли и остекления, которые должны рассчитываться на максимальные нагрузки, могущие иметь место в любой точке перекрытия, надлежит принять значение коэффициентов обтекания согласно графе II (см. пояснительную записку к схемам ветровых нагрузок на стр. 38).



Максимальное значение коэффициента обтекания для участка  $AB$  (см. рис. 27) кровли равно  $-1,4$  и, следовательно, нагрузка равна:

$$P_1 = -1,4 \times 44 = -61,6 \text{ кг/м}^2.$$

Коэффициент обтекания для остекления на участке  $BC$  имеет то же значение:  $-1,4$  и, следовательно, испытывает ту же нагрузку  $-61,6 \text{ кг/м}^2$ .

Кровля на участке  $CD$  фонаря испытывает наибольшую ветровую нагрузку, так как коэффициент обтекания для этого участка достигает величины  $-2,6$  и, следовательно, нагрузка равна:

$$P_2 = -2,6 \times 44 = -114,4 \text{ кг/м}^2.$$

Из рассмотрения коэффициентов обтекания в таблицах 14—16, а также приведенных примеров следует, что в большинстве случаев действие ветра на кровли зданий вызывает отрицательные нагрузки, стремящиеся оторвать кровлю.

Эти данные идут в разрез с ранее применявшимися нормами (до 1933 г.), по которым ветровая нагрузка для большинства случаев принималась положительной, т. е. действующей внутрь здания.

Новые нормы основаны на ряде экспериментальных работ над моделями зданий в аэродинамической трубе и гораздо лучше согласовываются с истинными величинами давления ветра, чем ранее действовавшие нормы.

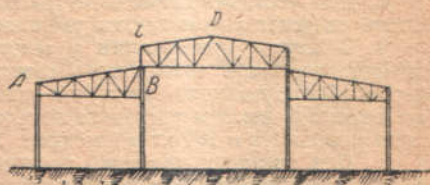


Рис. 27.

## Б. Снеговая нагрузка

(ОСТ 4535/3 редакция 1933 г.)

1. Снеговые нагрузки в килограммах на  $1 \text{ м}^2$  горизонтальной проекции покрытия определяются в зависимости от средней максимальной толщины снегового покрова на земле, установленной за ряд лет по наблюдениям в конце зимы согласно следующей таблице.

Таблица 17

Номер района	Высота снегового покрова $h$ в см по данным местных метеорологических пунктов	Снеговая нагрузка $k$ в $\text{кг/м}^2$ горизонтальной проекции покрытий									
		при углах наклона скатов								при подъеме цилиндрического покрытия	
		0°	10°	20°	30°	35°	40°	45°	50°	$f:l$ менее 1:6	$f:l$ более 1:6
0	Район без устойчивого покрова. . . . .	25	25	25	25	25	25	25	25	0	25
	При высоте покрова:										
1	$h \leq 30$ см . . . . .	40	45	50	50	40	30	25	0	30	25
2	$h \leq 60$ » . . . . .	80	90	100	100	80	60	40	0	60	40
3	$h > 60$ » . . . . .	120	135	150	150	120	90	60	0	90	60



В основу исчисления снеговых нагрузок положена формула  $k_{\max} = 1,6h$ , выражающая зависимость наибольшей снеговой нагрузки ( $k_{\max}$  кг/м<sup>2</sup> горизонтальной проекции крыши при угле наклона ската от 20 до 30°) от толщины снегового покрова на земле ( $h$  в сантиметрах).

Толщина снегового покрова на земле  $h$  принимается по данным для ближайшего метеорологического пункта как средняя из максимальных по наблюдениям за десять последних лет<sup>1</sup>.

Для типового проектирования величина нагрузки принимается по данным таблицы, но при проектировании для определенного географического пункта величина нагрузки определяется интерполированием.

2. Для открытых местностей, подверженных частым зимним ветрам значительной силы (со скоростью 12 м/сек и выше)<sup>2</sup>, препятствующим отложению снега на крышах, указанные в § 1 нагрузки снижать на 50%, но не ниже 25 кг/м<sup>2</sup>.

3. Для мест, закрытых от ветра растительностью, постройками или рельефом местности, снеговые нагрузки увеличивать на 25%.

4. В случае примыкания к покрытию высокой вертикальной поверхности следует учитывать возможность образования снегового отложения треугольной формы. Высоту такого отложения принимать равной высоте стены, но не более учетверенной высоты снегового покрова на земле ( $4h$ ). Объемный вес рыхлого снега принимать в 100 кг в 1 м<sup>3</sup> (рис. 28).

5. Для сложных профилей покрытий, как то: кровель с трапециевидными или прямоугольными фонарями, с неодинаковой высотой отдельных частей, многопролетных цилиндрических кровель и т. п. следует учитывать возможности образования снеговых отложений в пониженных частях покрытия за счет сдувания снега с повышенных частей. При этом снеговая нагрузка повышенных частей уменьшается на 50%, но принимается не ниже 25 кг/м<sup>2</sup>. Эти 50% переносятся в виде дополнительной равномерно распределенной нагрузки по одну сторону от оси пониженной части перекрытия.

В том случае, если повышенная часть имеет вогнутый профиль, снижение нагрузки повышенной части не производится, но для пониженной части принимается дополнительная нагрузка в 50% (рис. 29—32).

6. Расчет на снеговую нагрузку покрытий с двускатными и криволинейными очертаниями ведется в двух вариантах загрузки: 1) полной равномерной загрузки по всему пролету и 2) односторонней нагрузки полупролета.

7. При проектировании бесчердачных крыш, рассчитанных на подтаивание снега, нагрузки снижать согласно с расчетным тепловым режимом, а именно: а) при покрытиях с полутеплой кровлей (с термическим сопротивлением от 1,10 до 0,75) при внутренней температуре 15° и выше на  $\frac{2}{3}$  высоты помещения снеговые нагрузки снижать на 50%;

б) при холодной кровле (с термическим сопротивлением ниже 0,75) и тепловыделением свыше 800 кал/час на 1 м<sup>2</sup> горизонтальной проекции крыши снеговые нагрузки снижать на 75%;

в) помимо того, в этих случаях делать обязательную проверку напряжений на полную снеговую нагрузку без учета подтаивания, причем допускаемые напряжения в элементах перекрытия увеличивать на 35%.

8. При снижении снеговые нагрузки не должны уменьшаться ниже 25 кг на 1 м<sup>2</sup> горизонтальной проекции крыши.

Для крыш сложных профилей значения  $k$  берутся из таблицы п. 1 наибольшие, соответствующие уклону в 20—30° при данной толщине снегового покрова на земле  $h$ , т. е.  $k_{\max} = 1,6h$ .

Рассмотрим несколько примеров по определению снеговой нагрузки.

<sup>1</sup> *Пример 1.* Определить нагрузку от снега на крышу здания, расположенного в гор. Томске (здание защищено постройками от ветра). Кровля теплая с уклоном 20°.

<sup>1</sup> Эти данные содержатся в «Климатологическом справочнике», выпуск 1-й и 2-й, изд. 1931 и 1932 гг. Главной геофизической обсерватории.

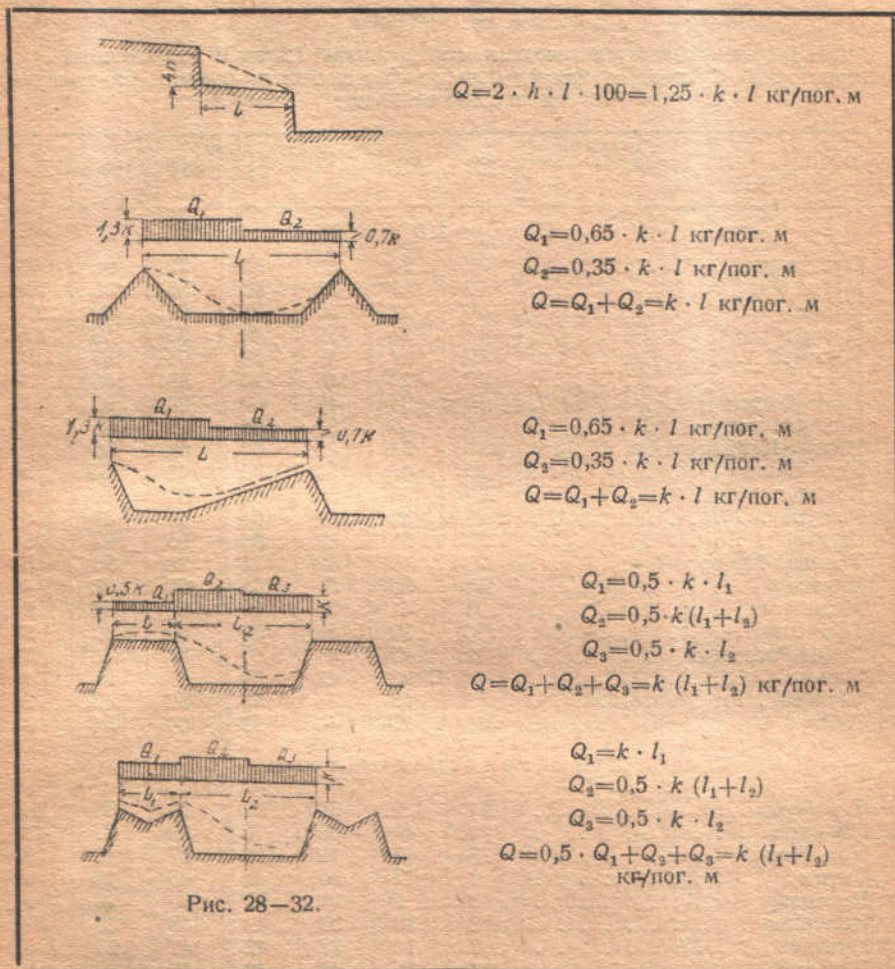
<sup>2</sup> Значения скорости принимаются среднемаксимальные по данным ближайших метеорологических пунктов.

Скорость 12 м/сек соответствует 7 баллам шкалы Бофорта; при этой скорости раскачиваются большие ветви деревьев и тонкие стволы.



## Схемы снеговых нагрузок на крышах сложных профилей

К пп. 4 и 5



Согласно таблице 19 наибольшая высота снегового покрова равна 56 см. Согласно таблице 17 такой высоте, при уклоне кровли в  $20^\circ$ , соответствует на грузка в  $100 \text{ кг/м}^2$  горизонтальной проекции кровли. В виду защищенности здания постройкими, эта нагрузка должна быть (согласно пункту 3 норм снеговых нагрузок) увеличена на 25% и следовательно составит  $100 \times 1,25 = 125 \text{ кг/м}^2$ . Так как снеговая нагрузка отнесена в нормах к  $\text{м}^2$  горизонтальной проекции кровли, то на  $1 \text{ м}^2$  крыши будет действовать нагрузка  $P$ , равная:

$$P = 125 \cos^2 \alpha,$$

где  $\alpha$  — угол наклона кровли к горизонту; следовательно, для нашего случая:

$$P = 125 \cos^2 \alpha = 125 \times 0,94 = 117,5 \text{ кг/м}^2.$$

Направление этой силы принимается вертикальным.



## ВЫСОТА СНЕГОВОГО ПОКРОВА

(в сантиметрах)

(По данным «Климатологического справочника» Главной геофизической обсерватории). Средняя из максимальных высот снегового покрова (по месяцам) за последние 10 лет

	XI	XII	I	II	III	IV	V
Северный край							
Пустозерск . . . . .	27	39	52	56	72	66	49
Моржовец . . . . .	9	19	32	46	56	56	33
Жижгин . . . . .	10	22	35	51	61	60	25
Соловец . . . . .	11	24	38	48	55	53	17
Жужмуй . . . . .	10	27	46	63	66	57	8
Онега . . . . .	13	29	45	56	59	45	3
Патракеевская . . . . .	15	34	48	62	68	60	11
Архангельск . . . . .	16	33	51	64	68	48	4
Нижне-Койдокурское . . . . .	15	32	46	61	69	59	10
Усть-Вашка . . . . .	26	40	54	66	68	54	5
Венденга . . . . .	20	36	51	60	64	54	8
Глотова . . . . .	21	36	52	61	61	49	4
Щугор . . . . .	38	61	82	89	95	93	28
Троицко-Печерское . . . . .	26	46	63	74	78	70	6
Межадор . . . . .	18	36	51	65	67	58	4
Кажимское . . . . .	21	41	51	59	62	46	8
Обьячево . . . . .	16	32	50	57	62	52	3
Заяче-Ростовское . . . . .	12	27	43	60	64	46	7
Тотьма . . . . .	14	32	48	59	63	51	1
Шулево . . . . .	8	23	44	53	57	43	3
Кептур . . . . .	13	35	40	59	64	54	8
Ленинградская область							
Териберка . . . . .	21	29	38	52	53	50	28
Имандра . . . . .	27	42	59	70	80	77	43
Усть-Ижора . . . . .	5	12	19	28	27	13	0
Слуцк . . . . .	7	17	30	42	43	29	2
Краколье . . . . .	3	9	21	32	30	20	0
Кикерино . . . . .	8	18	34	43	43	28	0
Путилово . . . . .	7	14	27	42	41	25	4
Паньково . . . . .	13	25	38	49	46	30	1
Верола . . . . .	9	20	31	45	43	16	2
Воскресенское . . . . .	10	24	41	53	53	36	6
Ковжинский завод . . . . .	7	18	36	54	54	37	1
Вашки . . . . .	9	27	42	52	58	50	3
Цырково . . . . .	11	28	47	59	63	53	2
Кириллов . . . . .	8	24	39	52	56	42	3
Никольское . . . . .	9	27	44	55	57	43	3
Медведево . . . . .	6	20	35	47	51	34	0
Валдай . . . . .	9	24	41	50	56	35	3
Веребье . . . . .	6	20	38	51	52	28	2
Новгород . . . . .	6	17	26	38	40	14	1
Луга . . . . .	4	18	28	36	32	10	0
Гдов . . . . .	4	10	21	26	26	10	0
Остров . . . . .	3	9	10	30	27	8	0



	XI	XII	I	II	III	IV	V
--	----	-----	---	----	-----	----	---

## Карельская АССР

Морская Массельга . . . . .	10	21	33	50	51	41	3
Пудожская гора . . . . .	9	25	37	54	62	48	8

## Западная область

Андрешково . . . . .	4	10	21	32	30	15	0
Большая Коша . . . . .	5	17	28	41	44	23	0
Веретье . . . . .	7	17	31	46	46	26	3
Старица . . . . .	6	18	29	42	44	29	0
Оносово . . . . .	5	13	30	42	42	29	0
Вырубово . . . . .	7	18	37	50	54	42	1
Вязьма . . . . .	6	18	39	52	53	29	—
Велиж . . . . .	6	17	37	39	39	17	—
Тяполово . . . . .	7	21	35	47	47	29	—
Фленово . . . . .	6	15	30	41	41	23	—
Княжое . . . . .	5	14	27	37	36	20	—
Рославль . . . . .	4	14	26	36	37	19	—
Закрутое . . . . .	5	12	29	44	41	21	—
Подкопаево . . . . .	5	14	28	41	39	19	—
Жиздра . . . . .	8	17	32	42	42	14	—
Брянск . . . . .	2	13	24	33	32	9	—
Алтухово . . . . .	4	14	26	39	39	20	—
Новозыбков . . . . .	2	9	19	25	21	4	—

## Московская область

Лесоклинский Порост . . . . .	6	19	34	48	53	33	2
Бежецк . . . . .	7	22	37	47	48	32	2
Кашин . . . . .	6	20	37	47	50	28	0
Максатиха . . . . .	6	21	34	46	48	31	2
Вышний Волочок . . . . .	5	18	33	45	47	32	8
Видогощи . . . . .	5	13	31	41	44	22	1
Подсолнечная . . . . .	7	17	32	43	45	21	0
Москва . . . . .	5	15	29	44	48	34	0
Можайск . . . . .	6	17	29	43	41	19	3
Степановское . . . . .	6	17	31	45	44	23	1
Елатьма . . . . .	9	26	41	55	55	32	1
Борки . . . . .	5	19	29	43	43	18	0
Исады . . . . .	6	22	38	48	48	27	0
Рязань . . . . .	6	21	36	45	45	22	0
Венев . . . . .	6	19	32	43	43	24	0
Лихвинское лесничество . . . . .	4	14	27	37	35	17	0
Скуратово . . . . .	5	16	26	38	37	20	1
Гремячка . . . . .	6	19	33	44	44	22	0



	XI	XII	I	II	III	IV	V
--	----	-----	---	----	-----	----	---

## Ивановская промышленная область

Глебово . . . . .	8	25	38	52	55	38	2
Вахтино . . . . .	9	23	38	49	52	40	3
Вятские Поляны . . . . .	9	25	40	52	57	40	9
Буй . . . . .	10	27	46	53	57	43	4
Чухлома . . . . .	13	30	47	62	63	44	2
Парфентьев . . . . .	16	30	43	56	60	40	4
Юрьево . . . . .	8	23	41	52	53	27	0
Кинешма . . . . .	9	21	36	57	58	36	0
Родники . . . . .	10	26	41	56	57	35	0
Иваново-Вознесенск . . . . .	12	29	43	59	59	31	0
Сима . . . . .	9	25	40	52	51	28	0
Владимир . . . . .	8	23	34	42	44	17	0
Ковров . . . . .	9	23	36	46	46	15	1

## Горьковский край

Муром . . . . .	7	27	37	52	53	35	0
Васильева слобода . . . . .	11	27	44	55	55	31	0
Горький . . . . .	7	22	38	51	50	26	0
Семенов . . . . .	11	27	40	52	51	30	0
Кашино . . . . .	8	22	36	52	54	35	0
Княгинин . . . . .	8	25	38	48	49	27	0
Курмыш . . . . .	9	26	44	50	52	32	0
Маринск. Посад . . . . .	11	27	40	48	50	32	0
Козьмодемьянское . . . . .	15	34	50	70	77	69	9
Киров . . . . .	21	39	55	70	71	58	1
Налинск . . . . .	10	33	50	66	70	44	0,4
Уржум . . . . .	12	30	46	57	59	34	0
Слободской . . . . .	18	35	53	66	70	57	0,3

## Средневолжский край

Темников . . . . .	9	29	41	54	54	22	0
Пенза, Учил. садоводства . . . . .	2	12	17	44	48	18	0
Ардатов . . . . .	12	27	38	46	51	30	0
Промзино . . . . .	9	22	38	48	49	24	0
Карсун . . . . .	6	19	34	44	46	20	0
Чилим . . . . .	9	24	40	48	50	34	0
Рождественно . . . . .	6	21	40	46	48	28	0
Неплюево . . . . .	8	25	41	49	55	33	0
Новый Кувак . . . . .	7	22	42	52	57	28	0,2
Бузулук . . . . .	8	24	38	50	53	25	0
Ключевский хутор . . . . .	8	20	31	40	43	31	0,1
Оренбург . . . . .	7	24	40	48	50	26	0
Орск . . . . .	7	17	27	30	30	9	0



	XI	XII	I	II	III	IV	V
--	----	-----	---	----	-----	----	---

## По Курской и Воронежской областям

Сквороднево . . . . .	1	10	20	28	28	8	0
Уютное . . . . .	2	10	22	30	27	8	0
Тросна . . . . .	2	15	28	38	38	14	0
Орел . . . . .	3	13	24	36	35	14	0
Белгород . . . . .	1	8	15	16	14	0,1	0
Богородицкое . . . . .	2	12	26	36	36	15	0
Синие Липяги . . . . .	2	10	20	24	22	5	0,1
Задонск . . . . .	2	17	34	38	36	11	0
Острогожск . . . . .	2	11	22	24	22	4	0
Данков . . . . .	5	19	27	36	37	12	0
Высокое . . . . .	3	13	23	32	29	8	0
Лизиновка . . . . .	1	9	19	22	21	5	0
Липецк . . . . .	4	17	31	42	40	23	0
Павловск . . . . .	2	12	26	28	24	3	0
Бутурлиновка . . . . .	2	13	25	30	29	5	0
Знаменский Карян . . . . .	2	15	29	36	40	16	0
Тамбов . . . . .	7	21	38	46	46	13	0
Кариновский хутор . . . . .	2	16	29	32	32	6	0
Моршанск . . . . .	6	18	31	41	37	10	0

## Татарская АССР

Казань . . . . .	10	28	45	59	60	37	0
Мензелинская школа . . . . .	15	28	40	54	58	44	0,1
Занск . . . . .	12	26	42	54	57	29	0

## Нижеволжский край

Петровск . . . . .	6	21	38	46	45	21	0
Ивановка . . . . .	5	16	26	35	36	14	0
Пады . . . . .	6	22	39	47	48	19	0
Саратов . . . . .	5	18	32	40	38	9	0
Малый Узень . . . . .	2	8	12	14	13	1	0
Алексеевская . . . . .	1	10	22	19	14	2	0
Усть-Медведицкая . . . . .	0,9	8	12	15	15	0,6	0
Кременская . . . . .	1	8	15	16	16	4	0
Трех-Островянская . . . . .	1	9	13	20	18	3	0
Донская . . . . .	1	9	15	19	18	2	0
Потемкинская . . . . .	0,9	7	13	17	16	0,2	0
Дубовка . . . . .	1	8	16	17	16	2	0
Сталинград . . . . .	2	12	22	22	20	0,8	0
Карагачев . . . . .	2	11	18	20	20	2	0
Ахтуба . . . . .	0,6	7	12	12	11	0,3	0
Оранжевый промысел . . . . .	0,3	2	3	2	1	0	0



	XI	XII	I	II	III	IV	V
Сибирский край							
Туруханск . . . . .	45	75	93	100	109	109	—
Тара . . . . .	16	33	52	63	65	44	—
Молчаново . . . . .	24	40	53	60	64	60	—
Томск . . . . .	20	34	46	52	56	50	—
Новосибирск . . . . .	15	30	39	46	47	28	—
Камень . . . . .	11	27	37	45	46	28	—
Боровые озера . . . . .	8	24	40	46	47	21	—
Алтайское . . . . .	15	28	43	47	48	27	—
Кузнецк . . . . .	13	29	45	48	49	26	—
Верхне-Сузтук . . . . .	10	22	26	29	28	7	—
Ачинск . . . . .	21	37	47	52	54	45	—
Енисейск . . . . .	28	54	69	75	76	62	—
Троицкое . . . . .	23	41	51	57	61	53	—
Тайшет . . . . .	21	31	37	41	43	18	—
Братск . . . . .	18	30	38	42	43	23	—
Илимск . . . . .	21	33	41	46	48	30	—
Киренск . . . . .	18	31	39	45	46	35	—
Благовещенский прииск . . . . .	32	45	56	62	64	67	—
Знаменское . . . . .	14	24	30	34	35	24	—
Иркутск . . . . .	9	16	19	22	22	4	—

## Уральская область

Сургут . . . . .	23	42	58	71	80	79	—
Вильгорт . . . . .	28	46	68	77	82	63	—
Луневка . . . . .	31	53	75	82	84	67	—
Бисер . . . . .	35	54	68	79	83	73	—
Пермь . . . . .	23	40	54	64	65	48	—
Красноуфимск . . . . .	21	39	56	68	70	58	—
Ижевский завод . . . . .	13	34	54	67	70	46	—
Никито-Ивдель . . . . .	29	44	53	60	61	43	—
Богословск . . . . .	26	43	57	67	67	36	—
Верхотурье . . . . .	22	36	47	55	56	34	—
Нейво-Алапаевский завод . . . . .	14	32	50	54	53	11	—
Талицкий завод . . . . .	16	30	40	47	48	26	—
Свердловск . . . . .	14	28	36	40	42	24	—
Уфалей . . . . .	16	36	53	56	56	8	—
Златоуст . . . . .	23	42	59	74	78	56	—
Дубровка . . . . .	14	30	41	48	52	28	—
Тобольск . . . . .	19	37	52	57	61	34	—
Вознесенская . . . . .	8	23	39	48	49	37	—

## Дагестанская АССР

Хасов-юрт . . . . .	2	6	5	9	6	0,1	0
Махач-Кала . . . . .	0,2	0,4	5	2	1	0,2	0
Буйнакс . . . . .	0,7	0,9	4	3	0,9	0,4	0
Дербент . . . . .	0,2	2	4	2	1	0,1	0
Леваши . . . . .	4	3	2	3	3	2	0
Гуниб . . . . .	0,5	4	5	4	1	5	0,1



	XI	XII	I	II	III	IV	V
<b>Крымская АССР</b>							
Тарханкут . . . . .	0,4	2	1	2	0,7	0	0
Евпатория . . . . .	0,2	4	0,8	2	0,2	0	0
Тотайкой . . . . .	0,8	2	4	4	0,8	0,2	0
Верхняя Аутка . . . . .	0	4	3	4	0,2	0,2	0
Айтодор . . . . .	0	2	2	2	0,2	0	0
Алушта . . . . .	0	1	2	4	0,1	0,1	0
Кыз-Аул . . . . .	0,6	2	2	2	0,3	0,1	0
Катерлес . . . . .	0,4	1	2	2	0,9	0	0
<b>Автономная Казакская ССР</b>							
Уральск . . . . .	1	21	31	42	44	23	—
Эмба . . . . .	2	13	29	28	28	26	—
Уркач . . . . .	9	15	21	24	22	11	—
Казалинск . . . . .	5	5	9	9	6	0,2	—
Семипалатинск . . . . .	6	20	31	40	42	11	—
<b>Северо-кавказский край</b>							
Каменск . . . . .	0,5	3	6	7	6	0,1	—
Алекса́ндро-Груше́вск . . . . .	0,6	3	6	8	7	0,1	—
Новочерка́ссск . . . . .	1	3	7	7	7	0,1	—
Ростов-на-Дону . . . . .	0,9	6	10	8	7	0,1	—
Троицкое . . . . .	0,3	3	6	7	5	0	—
Таганрог . . . . .	0,4	3	6	5	3	0	—
Елизаветовка . . . . .	0,4	5	5	4	4	0	—
Краснодар . . . . .	0,7	4	5	6	2	0	—
Тихорецк . . . . .	0,5	4	4	3	2	0,1	—
Хуторок . . . . .	2	6	10	7	2	0,7	—
Кабардинская . . . . .	2	4	9	13	7	0,2	—
Майкоп . . . . .	2	6	10	8	3	1	—
Ставрополь . . . . .	3	10	13	16	11	0,9	—
Елисаветпольский пост . . . . .	2	12	22	21	16	0,2	—
Александровское . . . . .	2	5	6	5	1	2	—
Железноводск . . . . .	2	6	8	8	4	0,4	—
Пятигорск . . . . .	1	4	7	6	3	0,8	—
Ессентуки . . . . .	1	5	10	10	5	0,1	—
Моздок . . . . .	1	6	10	8	3	0,4	—
Алагир . . . . .	3	8	13	13	9	0,2	—
Орджоникидзе . . . . .	1	6	8	8	5	0,9	—
Ларс . . . . .	2	11	4	8	3	0,4	—
Балта . . . . .	3	5	6	7	3	4	—
Нижний Заромак . . . . .	6	18	25	23	19	3	—
Хойская казарма . . . . .	4	21	16	29	17	2	—
Карачай . . . . .	11	20	25	16	10	—	—
Хумара . . . . .	3	4	6	4	1	0,1	—



	XI	XII	I	II	III	IV	V
Белорусская ССР							
Новое Каролево . . . . .	8	16	28	40	40	21	0,2
Хатаевичи . . . . .	5	10	16	22	19	5	0
Латыголичи . . . . .	4	13	20	28	23	7	0
Борисов . . . . .	4	12	21	27	23	3	0
Столбцы . . . . .	6	5	12	14	11	1	0
Минск . . . . .	4	10	21	26	23	6	0
Орша . . . . .	5	12	24	32	28	5	0
Горки . . . . .	5	16	32	42	41	20	0
Марьина Горка . . . . .	3	8	16	18	14	2	0
Бобруйск . . . . .	2	8	16	17	14	3	0
Новая Ельня . . . . .	4	12	21	27	24	10	0
Лучицы . . . . .	1	5	16	19	15	3	0
Гомель . . . . .	2	10	20	27	24	5	0
Василевичи . . . . .	1	6	17	21	17	2	0
Украинская ССР							
Каменец-Подольск . . . . .	3	5	11	9	5	0,3	0
Шепетовка . . . . .	2	8	11	13	10	0,5	0
Старокостантинов . . . . .	2	8	12	10	7	0,9	0
Ялтушков . . . . .	3	5	13	16	11	0,5	0
Голодьки . . . . .	3	6	13	15	8	0,8	0
Большая Жмеринка . . . . .	4	7	16	16	10	0,4	0
Лука Мелешковская . . . . .	2	6	12	10	9	0,8	0
Бердичев . . . . .	2	5	12	11	9	0,2	0
Житомир . . . . .	3	8	15	16	12	0,6	1
Крыжополь . . . . .	1	6	11	10	5	0,3	0
Немиров . . . . .	2	5	11	11	8	0,7	0
Казатин . . . . .	2	6	13	14	10	0,3	0
Большая Черниговка . . . . .	2	6	14	15	11	0,9	0
Куна . . . . .	0,7	6	8	6	7	0	0
Малая Ростовка . . . . .	2	4	12	12	8	1	0
Соловьевка . . . . .	2	5	12	11	10	1	0
Ананьев . . . . .	0,5	3	7	7	5	0	0
Гофнунгсталь . . . . .	0,2	2	4	2	1	0,1	0
Умань . . . . .	2	5	10	11	9	0,6	0
Васильков . . . . .	0,9	2	10	12	8	0,2	0
Одесса . . . . .	0,3	1	4	4	2	0	0
Любеч . . . . .	1	7	20	24	20	4	0
Курисово-Покровское . . . . .	0,2	2	4	2	1	0	0
Корсунь . . . . .	1	4	8	7	7	0,1	0
Мартыновка . . . . .	1	3	9	9	5	0,3	0
Шпола . . . . .	3	5	10	11	6	0,3	0
Ваганичи . . . . .	1	10	21	30	27	8	0
Кобыжча . . . . .	2	6	17	20	17	3	0
Ново-Украинка . . . . .	0,5	2	9	6	5	0	0
Згуровка . . . . .	1	8	16	16	14	1	0
Николаев . . . . .	0,3	2	5	4	2	0	0
Черкассы . . . . .	1	3	11	9	6	0,4	0



	XI	XII	I	II	III	IV <sub>ж</sub>	V
Кировск . . . . .	0,6	4	7	5	3	0,1	0
Вольские Хутора . . . . .	0,8	7	20	25	22	5	0
Новый Буг . . . . .	0,5	4	8	6	2	0,2	0
Леляки . . . . .	0,4	4	18	14	13	0,2	0
Шаповаловка . . . . .	0,3	8	17	25	21	4	0
Знаменка . . . . .	2	5	11	10	6	0,4	0
Херсон . . . . .	0,2	1	5	3	0,6	0	0
Сагайдак . . . . .	0,3	4	8	5	1	0	0
Малый Самбор . . . . .	1	10	19	25	22	6	0
Гайковка . . . . .	0,7	4	7	4	2	0,3	0
Лохвица . . . . .	1	6	14	18	15	1	0
Кажовка . . . . .	0,6	2	4	2	0,5	0	0
Шостка . . . . .	2	11	22	30	28	9	0
Миргород . . . . .	0,5	6	13	13	10	0,3	0
Савенков Хутор . . . . .	1	6	13	16	15	3	0
Полтава . . . . .	1	5	10	11	7	0,2	0
Опошня . . . . .	1	10	19	17	11	0,3	0
Грунь . . . . .	2	10	15	18	16	1	0
Геничеськ . . . . .	0,1	1	2	2	0,1	0	0
Ахтырка . . . . .	0,8	8	18	21	15	0,7	0
Джекендынская дача . . . . .	0,5	1	2	3	0,5	0,1	0
Синельниково . . . . .	0,5	6	10	10	8	0,2	0
Кирилловка . . . . .	1	7	16	14	10	0,2	0
Харьков (Дергачи) . . . . .	1	10	19	18	16	1	0
Юрьевка . . . . .	0,2	2	3	3	0,6	0	0
Лозовая . . . . .	0,8	6	9	9	4	0,1	0
Бердянск (маяк) . . . . .	0,2	2	4	2	0,5	0	0
Белосарайск (маяк) . . . . .	0,3	1	5	4	3	0	0
Мариуп. лесничество (№ 5) . . . . .	0,6	4	9	18	8	0	0
Новониколаевская . . . . .	0,3	3	6	7	5	0	0
Адриановка . . . . .	1	9	17	20	17	3	0
Лисичанск . . . . .	2	5	11	11	9	0,3	0
Ворошиловград . . . . .	1	5	9	10	6	0,4	0
Деркульское лесничество (№ 1) . . . . .	1	5	11	12	11	0,3	0
Стрельцовский завод . . . . .	1	4	7	11	9	0,4	0
Алексеевская . . . . .	1	4	11	11	8	0,1	0

**Пример II.** Определить наибольшую снеговую нагрузку для крыши, имеющей очертание по рис. 29, здания, расположенного на окраинах гор. Москвы. Кровля полутеплая, температура внутри здания 16°.

Согласно таблице 19 максимальная высота снегового покрова для Москвы равна  $h = 48$  см. Примечанием к таблице 18 для крыши сложных профилей нагрузка принимается по максимальному значению  $k$  (угол 20—30°). Следовательно, по таблице 17 снеговая нагрузка для нашего случая ( $h < 60$ ) составит 100 кг/м<sup>2</sup>. Уменьшая согласно пункту 7 на 50% (в виду полутеплой кровли) и увеличивая на коэффициент 1,3 (см. рис. 29), в виду возможности оттаивания снега, будем иметь:

$$P = 100 \times 0,5 \times 1,3 = 65 \text{ кг/м}^2 \text{ горизонтальной проекции.}$$

Нормы ветровых и снеговых нагрузок, приведенных в настоящей главе, являются общими для всех видов сооружений. Дальнейшие виды нагрузок, с которыми придется столкнуться, будут нами даны



по мере изложения расчета отдельных элементов металлоконструкций.

Следует отметить, что допускаемые напряжения и нормы нагрузок не являются постоянными, раз навсегда установившимися величинами. По мере выработки уточненных способов расчета, а также определения, на основании исследовательских работ, новых, более близких к действительности, значений внешних нагрузок, установленные допускаемые напряжения пересматриваются и повышаются.

Теоретически, если бы при учете всех возможных комбинаций нагрузок, представлялось возможным определить с абсолютной точностью действующие в элементах сооружения напряжения, допускаемое напряжение могло бы быть задано равным пределу упругости материала.

Достигнуть абсолютной точности в расчете нельзя, так как, с одной стороны, принятые методы определения напряжений в материале, при сложных случаях действия сил, построены на целом ряде предварительных допущений, без которых решение задачи было бы настолько сложно, что не могло бы иметь практического применения; с другой стороны, размеры внешних нагрузок, а равно и комбинации их никогда не могут быть определены абсолютно точно (давление ветра, снега, случайные повышения нагрузок при работе подъемных кранов, механизмов и т. п.). Наконец, размеры, употребляемых при изготовлении конструкций профилей железа, а также качество работы никогда не могут совершенно точно отвечать проектным данным. Вследствие этих причин, допускаемые напряжения задаются, как уже отмечено выше, несколько меньше предела упругости материала и приблизительно в  $2\frac{1}{2}$ —3 раза меньше разрушающего напряжения.

Возникающий при этом коэффициент *запаса прочности* может быть справедливо назван «коэффициентом незнания».

### 3. Типы прокатных профилей

Для изготовления металлических конструкций, кроме литых опорных частей, применяют исключительно прокатные профили металла. Все виды употребляемых в строительстве прокатных профилей распадаются на следующие основные группы:

а) *сортовое железо* (сталь), которое включает угловое, зетовое, круглое, квадратное, полосовое, тавровое, оконное железо и некоторые специальные сорта;

б) *балки и швеллеры*, к которым относится двутавровое и швеллерное железо (сталь);

в) *толстое листовое железо* (сталь), т. е. всякое листовое и широкополосное железо толщиной 4 мм и более;

г) *тонкое листовое железо* (сталь), или железо тоньше 4 мм;

д) *рельсы* железнодорожного типа, узкоколейные и специальные для подкрановых путей.

Так как при выдаче заказов прокатным заводам органы снабжения придерживаются разбивки на указанные выше группы, то при составлении сводных спецификаций необходимо придерживаться этой группировки.



В настоящее время для всех заводов СССР выработан единый стандартный сортамент прокатных профилей (ОСТ), которого и надлежит придерживаться при проектировании и производстве работ.

Наиболее употребительными в строительстве профилями, охватывающими 99% всех конструкций, являются: угловое железо, балки и швеллеры и толстое листовое железо.

Рассмотрим характерные особенности наиболее употребительных профилей.

*Угловое железо (сталь)*. Угловое железо прокатывается равнобокое и неравнобокое; поперечное сечение такого железа показано на рис. 33 и 34.

Наименование профиля определяется тремя размерами: шириной обеих полок и толщиной их; размеры показываются в миллиметрах.

Например, для равнобокого уголка:  $50 \times 50 \times 8$  или  $120 \times 120 \times 10$ ; для неравнобокого:  $60 \times 40 \times 6$  или  $150 \times 100 \times 12$ .

Обе грани уголков *A* и *B* (рис. 4 и 5) для всех размеров сечения параллельны друг другу, и по толщине обе полки равны между собой.

Остальные размеры сечения углового железа, а также длины и допускаемые отклонения от установленных размеров (допуски), приведены в таблицах 23 и 24.

Параллельность граней уголков и разнообразие размеров и толщины позволяют применять угловое железо для всевозможных комбинаций составных сечений в элементах сооружений.

В виду этого в металлических клепаных конструкциях преобладает угловое железо.

Количество его составляет обычно 50—70%.  
Наименьший размер углового железа по ОСТ  $20 \times 20 \times 3$ , наибольший  $200 \times 200 \times 24$ .

В конструкциях уголки размера меньше чем  $40 \times 40 \times 4$  не применяются.

*Швеллерная, или корытная, сталь* прокатывается 16 размеров (по высоте).

Наименование швеллера определяется его размером по сортаменту, причем число номера соответствует высоте *h* профиля в сантиметрах. Начиная с 14-го номера швеллеры различаются также по толщине стенки (см. табл. 26). Швеллеры прокатываются от № 5 до № 40.

Грани *A* и *B* швеллерного сечения параллельны между собой, так же, как и в уголках; грани же *C* и *D* не параллельны. Внутренняя грань *D* имеет уклон в 1 : 10 по отношению к наружной.

*Примечание.* Наклон полок обуславливается условием изготовления (прокатки) швеллеров.

Это обстоятельство является существенным недостатком швеллеров, в некоторых случаях значительно затрудняющим конструирование. Применение швеллеров более ограничено, нежели углового железа, и составляет обычно 15—20% общего веса конструкций.

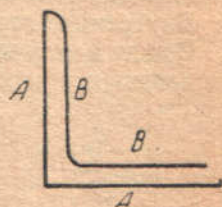


Рис. 33.

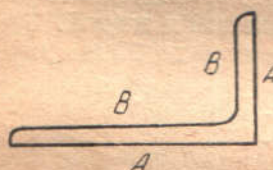


Рис. 34.



*Двутавры.* Двутавровая сталь прокатывается 17 размеров, от № 10 до № 60. Число номера, так же как и для швеллеров, соответствует высоте  $h$  профиля в сантиметрах.

Грани  $A$  и  $B$  сечения параллельны друг другу, грани же  $C$  и  $D$ , так же как и в швеллерах, не параллельны.

Внутренние грани полок имеют уклон в 1 : 6.

Ввиду малой ширины узких полок и неудобства вследствие этого, размещения в них заклепок, применение двутаврового сечения еще более ограничено, чем швеллеров. Чаше всего это сечение встречается в междуэтажных перекрытиях и каркасах гражданских зданий. Чрезвычайно удобно для конструирования двутавровое железо с широкими полками и параллельными гранями, которое до сего времени у нас в Союзе не прокатывалось. Однако наличие у нас сейчас предприятий, вооруженных первоклассной техникой, дает полное право полагать, что в ближайшее время прокат широкополочных двутавров будет освоен (двутавры завода Пейне в Германии).

*Толстое листовое железо.* Для конструирования составных сечений, устройства узловых соединений для клепаных высоких двутавровых балок, колонн и целого ряда других конструктивных элементов применяется листовое толстое железо толщиной

обычно от 8 до 16 мм и редко до 20—24 мм.

Железо это прокатывается заводами в листах всевозможных размеров, ограничиваемых лишь максимальной шириной и длиной. Толщина листового железа меняется при толщине от 4 до 20 мм через 1 мм, а свыше 20 мм через 2 мм. Наибольшая толщина — 42 мм. Наибольшие размеры листов, прокатываемых заводами СССР в настоящее время, указаны в таблице 20.

Процентное содержание листового железа в строительных конструкциях колеблется от 15 до 50% для клепаных и от 50 до 95% для сварных конструкций.

К группе листового железа относится также *широкополосное* (или универсальное железо). Железо это изготовляется не путем обрезки прокатных листов, как это делается для листового железа, а посредством прокатки полос определенной ширины на специальных прокатных станах. Широкополосное железо изготовляется толщиной от 4 до 36 мм и шириной от 200 до 780 мм, причем ширина меняется через 10 мм.

Сортамент широкополосного железа (стали) дан в таблице 21.

Для ступеней лестниц, площадок, мостиков и т. п., во избежание скольжения при ходьбе, применяется *рифленое* (шахматное) листовое железо толщиной от 4 до 12 мм включительно по высоте рифа (выступы).



Рис. 35.



Рис. 36.



## Железо листовое толстое (ОСТ 19)

Толщина листов в мм	Ширина прямоугольных или диаметр кругл. листов в мм для заводов		Длина листов в мм для заводов		Вес кг/м <sup>2</sup>	Толщина листов в мм	Ширина прямоугольных или диаметр кругл. листов в мм для заводов		Длина листов в мм для заводов		Вес кг/м <sup>2</sup>
	Урала до	Юга и центра до	Урала до	Юга и центра до			Урала до	Юга и центра до	Урала до	Юга и центра до	
3,5	1400	1600	2800	5500	27,48	16,0	1400	1850	2800	7500	125,60
4,0	1400	1600	2800	6500	31,40	17,0	1400	1850	2800	7500	133,45
4,5	1400	1600	2800	6500	35,32	18,0	1400	1850	2800	7500	141,30
5,0	1400	1600	2800	6500	39,25	19,0	1400	1850	2800	7500	149,15
						20,0	1400	1850	2800	7500	157,00
6,0	1400	1600	2800	6500	47,10	22,0	1400	1850	2800	7500	172,70
7,0	1400	1600	2800	6500	54,95	24	1400	1850	2800	4600	188,40
8,0	1400	1600	2800	6500	62,80	26	—	1850	—	4600	204,10
9,0	1400	1600	2800	6500	70,65	28	—	1850	—	4600	219,80
10,0	1400	1850	2800	7500	78,50	30	—	1850	—	4300	235,50
11,0	1400	1850	2800	7500	86,35	32	—	1850	—	4300	251,20
12,0	1400	1850	2800	7500	94,20	34	—	1850	—	4300	266,90
13,0	1400	1850	2800	7500	102,90	36	—	1850	—	3700	282,60
14,0	1400	1850	2800	7500	109,90	38	—	1850	—	3700	238,30
15,0	1400	1850	2800	7500	117,75	40	—	1850	—	3700	314,00
						42	—	1850	—	3700	329,70

*Тонкое листовое железо (сталь).* Тонкое листовое железо изготовляется прямоугольного очертания шириной от 800 мм и выше и толщиной от 3 мм и ниже до 0,9 мм. Наименование тонкого листового железа определяется номером (всего изготовляется 7 номеров), причем число номера соответствует толщине железа, выраженного в десятых долях миллиметра.

Размеры тонкого железа (листового) приведены в таблице 22.

К группе тонкого листового железа относится также *волнистое* железо, применяемое главным образом для устройства кровли. Размеры волнистого железа приведены в таблицах сортамента.



Рекомендуемые размеры листов (по ГОСТ 500)<sup>1)</sup>

Толщина листов в мм						
0,9	1,00 1,25	1,50	2,0 2,5 3,0	3,5 4,0 4,5 5,0	6,0 7,0	8,0 9,0 10,0 11,0 12,0
710 × 1420						
1000 × 2000						
1250 × 2500						
1400 × 2800						
1400 × 4200						
1500 × 3000						
1500 × 4500						
1500 × 6000						
1800 × × 5000						
1800 × × 10 000						

Таблица 21

## Сортамент широкополосного (универсального) железа

Толщина (мм)	Ширина через каждые 10 мм (мм)	Д л и н а (м)	
		нормальная	максимальная
4—5	200—380	6,4	18,0
6	200—400	6,4	18,0
7	200—600	8,5	25,0
8—10—12	200—300	8,5	25,0
8—10—12	310—450	8,5	19,0
8—10—12	460—780	8,5	19,0
14—16—18	200—300	7,3	25,0
14—16—18	310—450	7,3	19,0
14—16—18	460—600	5,5	12,0
14—16—18	610—780	5,5	12,0

<sup>1)</sup> В таблице 20 бис даны размеры листов, прокатываемых на заводский склад. Такие листы могут поставяться заказчикам в наименьшие сроки.







## Угольники равнобокие ОСТ 14 (редакция 1932 г.)

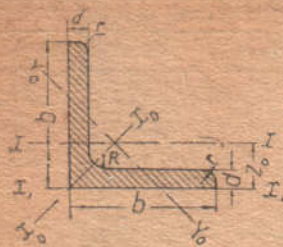


Рис. 37.

Д л и н а (м)	№ профилей			
	2-2,5	3-5	6-8	9-15
Нормальная . . . . .	6,5	6,5	6,5	6,5
Максимальная . . . . .	7	12	18	14

№ профиля	Вес 1 пог. м в кг	Размеры мм				Площадь профиля $F, \text{см}^2$	Ось $X-X$		Ось $X_0-X_0$		Ось $Y_0-Y_0$		Ось $X_1-X_1$	
		$b$	$d$	$R$	$r$		$J_x$ $\text{см}^4$	$r_{x \text{ см}}$	$J_{x0 \text{ см}^2}$	$r_{x0 \text{ см}}$	$J_{y0 \text{ см}^2}$	$r_{y0 \text{ см}}$	$J_{x1}$ $\text{см}^4$	Расстояние центра тя- жести $Z_0$ см
2	0,89	20	3	3,5	1,2	1,13	0,40	0,60	0,63	0,75	0,17	0,39	0,81	0,60
	1,15					1,46	0,49	0,58	0,78	0,73	0,21	0,38	1,09	0,64
2,5	1,12	25	3	3,5	1,2	1,43	0,80	0,75	1,28	0,95	0,32	0,47	1,56	0,73
	1,46					1,86	1,02	0,74	1,63	0,94	0,41	0,47	2,12	0,77
3	1,78	30	4	4,5	1,5	2,27	1,82	0,90	2,90	1,13	0,75	0,58	3,62	0,89
	2,18					2,78	2,20	0,89	3,47	1,12	0,93	0,58	4,58	0,93
3,5	2,10	35	4	4,5	1,5	2,67	3,02	1,06	4,77	1,34	1,27	0,69	5,74	1,01
	2,57					3,28	3,61	1,05	5,71	1,32	1,51	0,68	7,23	1,05
4	2,42	40	5	5,0	1,7	3,08	4,60	1,22	7,26	1,53	1,93	0,79	8,53	1,13
	2,97					3,79	5,54	1,21	8,75	1,52	2,34	0,78	10,7	1,17
4,5	3,52	45	6	5,0	1,7	4,48	6,41	1,20	10,1	1,50	2,70	0,78	13,0	1,21
	2,73					3,48	6,60	1,38	10,5	1,74	2,68	0,88	12,1	1,26
5	3,37	50	5	5,0	1,7	4,29	8,00	1,37	12,7	1,72	3,26	0,87	15,3	1,30
	3,99					5,08	9,29	1,35	14,8	1,71	3,78	0,86	18,4	1,34
6	3,77	60	6	6,5	2,2	4,80	11,2	1,53	17,8	1,92	4,61	0,98	20,9	1,42
	4,47					5,69	13,1	1,52	20,7	1,91	5,39	0,97	25,2	1,46
6,5	4,57	65	8	8,0	2,7	5,82	19,9	1,85	31,4	2,32	8,29	1,19	35,9	1,66
	5,42					6,91	23,3	1,84	36,8	2,31	9,76	1,19	43,3	1,70
7,5	7,09	75	10	9,0	3,0	9,03	29,6	1,81	46,8	2,28	12,4	1,17	58,2	1,78
	5,93					7,55	29,8	1,98	47,2	2,50	12,3	1,28	54,8	1,82
8	7,75	80	10	9,0	3,0	9,87	38,1	1,96	60,3	2,48	15,8	1,27	73,7	1,90
	9,51					12,1	45,4	1,94	72	2,44	18,8	1,25	92,9	1,98
8,5	6,89	85	10	9,0	3,0	8,78	46,7	2,31	73,3	2,89	20,1	1,51	83,9	2,06
	9,03					11,5	60,1	2,28	94,9	2,87	25,3	1,48	113	2,14
9	11,1	90	12	11	3,7	14,1	72,2	2,26	114	2,84	30,3	1,47	142	2,22
	13,1					16,7	83,3	2,24	132	2,81	34,9	1,45	172	2,34
9,5	9,6	95	12	11	3,7	12,3	73,3	2,44	116	3,07	30,3	1,57	137	2,27
	11,9					15,1	88,4	2,42	140	3,05	36,5	1,56	172	2,35
10	11,0	100	14	11	3,7	14,0	106	2,76	168	3,46	43,6	1,77	194	2,51
	13,5					17,2	128	2,74	204	3,44	53,1	1,76	244	2,59
11	16,0	110	14	11	3,7	20,4	149	2,71	237	3,41	61,7	1,75	294	2,67
	18,4					23,4	169	2,69	267	3,38	71,9	1,75	345	2,74



№ профиля	Вес 1 пог. м в кг	Размеры мм				Площадь профиля F, см <sup>2</sup>	Ось X—X		Ось X <sub>0</sub> —X <sub>0</sub>		Ось Y <sub>0</sub> —Y <sub>0</sub>		Ось X <sub>1</sub> —X <sub>1</sub>	
		b	d	R	r		I <sub>x</sub> см <sup>4</sup>	r <sub>x</sub> см	I <sub>x0max</sub> см <sup>4</sup>	r <sub>x0max</sub> см	I <sub>y0min</sub> см <sup>4</sup>	r <sub>y0min</sub> см	I <sub>x1</sub> см <sup>4</sup>	Расстояние центра тяжести Z <sub>0</sub> см
10	12,3	100	8	12	4,0	15,6	147	3,07	233	3,87	61,0	1,98	265	2,75
	15,1		10			19,2	179	3,05	284	3,85	74,9	1,97	333	2,83
	17,9		12			22,8	209	3,03	331	3,81	87,6	1,96	402	2,91
	20,6		14			26,3	237	3,01	375	3,78	99,1	1,95	472	2,99
	23,3		16			29,7	265	2,99	416	3,75	113	1,95	542	3,06
12	18,3	120	10	13	4,3	23,3	316	3,68	503	4,64	130	2,36	575	3,33
	21,7		12			27,6	371	3,66	590	4,62	153	2,35	693	3,41
	25,1		14			31,9	423	3,64	671	4,59	174	2,34	811	3,49
	28,4		16			36,1	474	3,62	749	4,56	199	2,34	931	3,56
13	19,8	130	10	13	4,3	25,3	406	4,01	646	5,05	166	2,56	730	3,58
	23,6		12			30,0	477	3,99	759	5,03	196	2,55	880	3,66
	27,3		14			34,7	545	3,96	866	5,00	223	2,54	1030	3,74
	30,9		16			39,3	608	3,93	967	4,96	249	2,52	1182	3,82
15	27,4	150	12	15	5,0	34,9	745	4,62	1186	5,83	305	2,95	1347	4,15
	31,7		14			40,4	857	4,60	1358	5,80	356	2,97	1577	4,22
	36,0		16			45,8	961	4,58	1522	5,77	399	2,95	1808	4,30
	40,1		18			51,1	1060	4,56	1679	5,73	440	2,94	2041	4,38
	44,3		20			56,4	1154	4,52	1830	5,70	478	2,91	2275	4,46
18	38,3	180	14	15	5,0	48,8	1515	5,57	2405	7,03	625	3,58	2721	4,97
	43,5		16			55,4	1704	5,55	2705	7,00	703	3,56	3117	5,05
20	48,7	200	16	18	6,0	62,0	2355	6,17	3755	7,79	954	3,93	4264	5,55
	54,4		18			69,3	2619	6,15	4165	7,77	1074	3,93	4808	5,62
	60,1		20			76,5	2868	6,13	4560	7,74	1175	3,92	5355	5,70
	71,3		24			90,8	3349	6,07	5313	7,66	1384	3,90	6456	5,85

## Допускаемые отклонения

1. По ширине полок:

при ширине до 50 мм ± 1 мм

» » св. 50 » ± 2%

2. По толщине полок:

при ширине полок до 50 мм вкл. . . . ± 0,5 мм

» » » от 60 » до 75 мм . . . ± 0,75 »

» » » » 80 » » 100 » . . . + 0,75 » - 1 мм

» » » » 120 » » 150 » . . . + 1 - 1,25 »

» » св. 150 . . . . . + 1,25 - 1,5 »

По длине угольников:

с нефрезерованными концами длиной до 4 м . . . + 50 мм

» » » свыше 4 » . . . + 100 »

с фрезерованными концами . . . . . + 10 »

По спецзаказам для судостроения может оговариваться допуск по весу 5%.

*Примечание.* Измерение толщины и ширины полок должно производиться на расстоянии 700 мм от конца угольника.

Утвержден Всесоюзным комитетом по стандартизации при Совете труда и обороны 14 октября 1932 г. как обязательный для новых заводов с момента их пуска, а для действующих заводов с 1 января 1934 г.



Угольчики неравнобокие ОСТ 15 (редакция 1932 г.)

Д л и н а (м)	№ профиля	
	$\frac{3}{2} - \frac{4,5}{3}$	$\frac{6}{4} - \frac{3}{4}$
Нормальная . . . . .	6,5	6,5
Максимальная . . . . .	12	18

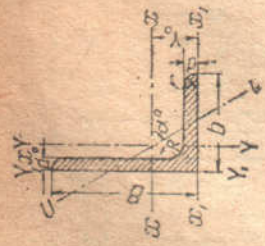


Рис. 38.

№ профиля	Вес 1 пог. м в кг	Размеры мм					Пл. профиля $r_{cm^2}$	Ось $X-X$		Ось $Y-Y$		Ось $X_1-X_1$		Ось $Y_1-Y_1$		Ось $U-U$	
		B	b	d	R	r		$I_x$ $cm^4$	$r_x$ $cm$	$I_y$ $cm^4$	$r_y$ $cm$	$I_{x1}$ $cm^4$	Рас. центра тяж. $Y_0$	$I_{y1}$ $cm^4$	Рас. центра тяж. $X_0$	$I_{u1}$ $cm^4$	$r_{min}$
3/2	1,12	30	20	3	3,5	1,2	1,43	0,94	0,45	0,56	2,69	1,00	0,82	0,51	0,26	0,43	0,430
	1,46		4				1,86	0,93	0,56	0,55	3,61	1,04	1,12	0,55	0,34	0,43	0,422
4,5/3	2,26	45	30	4	5,0	1,7	2,88	1,42	2,06	0,84	12,1	1,48	3,65	0,74	1,21	0,65	0,432
	3,28		6				4,18	1,40	2,85	0,83	18,3	1,56	5,65	0,82	1,69	0,64	0,423
6/4	3,79	60	40	5	7,0	2,3	4,83	1,90	6,19	1,13	35,8	1,95	10,8	0,97	3,62	0,87	0,432
	5,84		8				7,44	1,86	9,04	1,10	57,9	2,08	17,9	1,09	4,20	0,86	0,430
7,5/5	4,80	75	50	5	8,0	2,7	6,11	2,39	12,5	1,43	69,9	2,39	20,9	1,17	5,39	0,85	0,420
	5,69		6				7,25	2,37	14,6	1,42	84,0	2,44	25,3	1,21	7,24	1,08	0,434
9/6	7,43	90	60	6	9	3	9,47	2,35	18,6	1,40	113	2,52	34,3	1,29	10,9	1,07	0,428
	11,10		10				11,6	2,33	22,1	1,38	141	2,60	43,7	1,36	13,2	1,07	0,423
8/5,5	6,16	80	55	6	8,0	2,7	7,85	2,53	19,6	1,58	102	2,56	33,4	1,33	11,1	1,19	0,462
	8,06		8				10,3	2,51	24,9	1,56	136	2,64	45,3	1,41	14,3	1,19	0,458
9/6	6,90	90	60	6	9	3	12,6	2,49	29,8	1,54	171	2,72	57,5	1,48	17,4	1,18	0,437
	9,03		8				14,1	2,82	39,3	1,72	145	2,88	43,4	1,41	14,7	1,29	0,433
	11,10		10				14,1	2,82	39,3	1,68	244	3,05	74,4	1,56	23,5	1,29	0,429



10/Л,5	10,6	100	8	10	3,3	13,5	135	3,16	65,0	2,19	266	3,11	113	1,88	35,4	1,62	0,548
	13,1		10	75		16,7	163	3,13	78,5	2,17	333	3,20	143	1,96	42,6	1,60	0,545
	15,5		12			19,7	190	3,11	91,1	2,15	402	3,27	173	2,04	49,8	1,59	0,541
12/8	12,2	120	8	80	3,7	15,6	229	3,83	82,3	2,30	459	3,85	137	1,88	47,6	1,75	0,438
	15,1		10			19,2	279	3,81	99,6	2,27	575	3,98	173	1,96	57,7	1,73	0,436
	17,9		12			22,8	326	3,79	116,0	2,25	692	4,01	210	2,04	66,6	1,71	0,432
13/9	13,5	130	8	90	4,0	17,2	297	4,15	118	2,62	583	4,08	195	2,11	66,5	1,97	0,471
	16,7		10			21,3	362	4,12	143	2,59	731	4,16	245	2,19	81,4	1,95	0,469
	19,8		12			25,2	424	4,10	167	2,57	879	4,25	297	2,27	94,8	1,94	0,467
	22,8		14			29,1	484	4,08	189	2,55	1028	4,33	349	2,35	109	1,93	0,464
15/10	19,1	150	10	100	4,3	24,3	557	4,78	201	2,87	1120	4,81	335	2,35	115	2,18	0,439
	22,6		12			28,8	655	4,76	235	2,85	1347	4,90	405	2,43	137	2,18	0,437
	26,2		14			33,3	749	4,73	267	2,83	1575	4,98	476	2,51	156	2,16	0,434
	29,6		16			37,7	839	4,71	297	2,81	1804	5,06	549	2,58	175	2,15	0,430
18/12	27,4	180	12	120	4,7	34,9	1156	5,75	417	3,46	2325	5,79	695	2,82	240	2,62	0,440
	31,7		14			40,4	1326	5,73	476	3,44	2717	5,87	816	2,90	279	2,62	0,438
	35,9		16			45,8	1490	5,71	532	3,41	3111	5,95	939	2,98	309	2,60	0,436
20/12	29,2	200	12	120	4,7	37,3	1546	6,45	428	3,39	3188	6,64	696	2,68	259	2,64	0,364
	33,9		14			43,2	1776	6,42	489	3,36	3725	6,72	818	2,76	295	2,61	0,362
	38,4		16			49,0	1997	6,38	547	3,34	4261	6,80	941	2,84	331	2,60	0,360

#### Допускаемые отклонения

- По ширине полок:
    - при ширине до 50 мм ± 1 мм
    - » » св. 50 » ± 2 %
  - По толщине полок:
    - при ширине больших полок до 50 мм включ. ± 0,5 мм
    - » » от 55 до 75 мм ± 0,75 »
    - » » » 80 до 100 » ± 0,75 — 1 мм
    - » » » 120 » 150 » ± 1 — 1,25 »
    - » » » св. 150 мм ± 1,25 — 1,5 »
  - По длине угольников:
    - с нефрезерованными концами длиной до 4 м ± 50 мм
    - » » » св. 4 » ± 100 »
    - » фрезерованными ± 10 »
  - По спелцам для судостроения может оговариваться допуск по весу 5%.
- Примечание.* Измерение толщины и ширины полок должно производиться на расстоянии 700 мм от конца угольника.

Утвержден Всесоюзным комитетом по стандартизации при Совете Труда и обороты 14 октября 1932 г. как обязательный для новых заводов с момента их пуска, а для действующих заводов с 1 января 1934 г.



Двутавры ОСТ 16. Уклон внутренних граней полок 1 : 6 (редакция 1932 г.)

Длина (м)	№ 10 и 12	№ 14—24	№ 26—5
Нормальная . . . . .	9	16	14
Максимальная . . . . .	12,8	19,2	19,0

Веса даны для стали 3 (7,85)

$I$  — момент инерции  
 $W$  — сопротивление  
 $i$  — радиус инерции  
 $S$  — статический момент полусечения

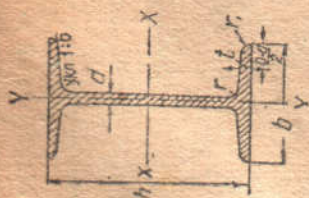


Рис. 39.

№ профиля	Вес по ГОСТ	Размеры мм						Площ. сечения	Д л я о с ей						№ профиля	
		h	b	d	t	r	r <sub>1</sub>		X — X			Y — Y				
									I <sub>x</sub> см <sup>4</sup>	W <sub>x</sub> см <sup>3</sup>	i <sub>x</sub> см	I <sub>y</sub> см <sup>4</sup>	W <sub>y</sub> см <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> см		
10	11,2	100	68	4,5	7,6	6,5	3,3	14,3	245	49	4,14	8,59	33,0	9,72	1,52	10
12	14,0	120	74	5,0	8,4	7,0	3,5	17,8	436	72,7	4,95	10,3	46,9	12,7	1,62	12
14	16,9	140	80	5,5	9,1	7,5	3,8	21,5	712	102	5,76	12,0	64,4	16,1	1,73	14
16	20,5	160	88	6,0	9,9	8,0	4,0	26,1	1130	141	6,58	13,8	93,1	21,2	1,89	16
18	24,1	180	94	6,5	10,7	8,5	4,3	30,6	1660	185	7,36	15,4	122	26,0	2,00	18
20	27,9	200	100	7,0	11,4	9,0	4,5	35,5	2370	237	8,15	17,2	158	31,5	2,12	a
b	31,1	200	102	9,0	11,4	9,0	4,5	39,5	2500	250	7,96	16,9	169	33,1	2,06	b
22	33,0	220	110	7,5	12,3	9,5	4,8	42,0	3400	309	8,99	18,9	225	40,9	2,31	a
b	36,4	220	112	9,5	12,3	9,5	4,8	46,4	3570	325	8,78	18,7	239	42,7	2,27	b
24	37,4	240	116	8,0	13,0	10,0	5,0	47,7	4570	381	9,77	20,7	280	48,4	2,42	a
b	41,2	240	118	10,0	13,0	10,0	5,0	52,5	4800	400	9,57	20,4	297	50,4	2,38	b
27	42,8	270	122	8,5	13,7	10,5	5,3	54,6	6550	485	10,9	23,3	345	56,6	2,51	a
b	47,1	270	124	10,5	13,7	10,5	5,3	60,0	6870	509	10,7	22,9	366	58,9	2,47	b
30	48,0	300	126	9,0	14,4	11,0	5,5	61,2	8950	597	12,1	25,7	400	63,5	2,55	a
b	52,7	300	128	11,0	14,4	11,0	5,5	67,2	9400	627	11,8	25,4	422	65,9	2,50	b
c	57,4	300	130	13,0	14,4	11,0	5,5	73,2	9850	657	11,6	25,0	445	68,5	2,46	c



33	a	53,4	330	130	9,5	15,0	11,5	5,8	68,1	11900	721	13,2	28,3	460	70,7	2,60	a	33
	b	58,6	330	132	11,5	15,0	11,5	5,8	74,7	12500	757	12,9	27,9	484	73,4	2,55	b	
	c	63,8	330	134	13,5	15,0	11,5	5,8	81,3	13100	794	12,7	27,5	510	76,1	2,51	c	
36	a	59,9	360	136	10,0	15,8	12,0	6,0	70,3	15760	875	14,4	30,7	552	81,2	2,69	a	36
	b	65,6	360	138	12,0	15,8	12,0	6,0	83,5	16530	919	14,1	30,3	582	84,3	2,64	b	
	c	71,2	360	140	14,0	15,8	12,0	6,0	90,7	17310	962	13,8	29,9	612	87,4	2,60	c	
40	a	67,6	400	142	10,5	16,5	12,5	6,3	86,1	21720	1090	15,9	34,1	660	93,2	2,77	a	40
	b	73,8	400	144	12,5	16,5	12,5	6,3	94,1	22780	1140	15,6	33,6	692	96,2	2,71	b	
	c	80,1	400	146	14,5	16,5	12,5	6,3	102	23850	1190	15,2	33,2	727	99,6	2,65	c	
45	a	80,4	450	150	11,5	18	13,5	6,8	101	32240	1430	17,7	38,6	855	114	2,89	a	45
	b	87,4	450	152	13,5	18	13,5	6,8	112	33760	1500	17,4	38	894	118	2,84	b	
	c	94,5	450	154	15,5	18	13,5	6,8	120	35280	1570	17,1	37,6	938	122	2,79	c	
50	a	93,6	500	158	12	20	14	7,0	119	46470	1860	19,7	42,8	1120	142	3,07	a	50
	b	101	500	160	14	20	14	7,0	129	48560	1940	19,4	42,4	1170	146	3,01	b	
	c	109	500	162	16	20	14	7,0	139	50640	2030	19,0	41,8	1220	151	2,96	c	
55	a	105	550	166	12,5	21	14,5	7,3	134	62870	2290	21,6	46,9	1370	164	3,19	a	55
	b	114	550	168	14,5	21	14,5	7,3	145	65640	2390	21,2	46,4	1420	170	3,14	b	
	c	123	550	170	16,5	21	14,5	7,3	156	68410	2490	20,9	45,8	1480	175	3,08	c	
60	a	118	600	176	13	22	15	7,5	151	83860	2800	23,5	51,8	1700	193	3,36	a	60
	b	128	600	178	15	22	15	7,5	163	87460	2920	23,2	50,7	1770	199	3,30	b	
	c	137	600	180	17	22	15	7,5	175	91060	3040	22,8	50,2	1840	205	3,24	c	

#### Допускаемые отклонения

По высоте (размер *h*), измеряемой по средней линии стенок:

- для балок до № 20
- » » свыше № 20 до 40
- » » » № 40

По весу

По специальным заказам для судостроения могут оговариваться допускаемые отклонения по весу

Для оговоренной в заказе длины:

- при нефрезерованных концах и длине до 6,5 м
- » » » » » свыше 6,5 м
- » фрезерованных » » » » » 6,5 »
- Допускается уклон наружных граней полок до

- ± 2 мм
- ± 3 »
- ± 4 »
- ± 3%
- 5%
- 0—5%
- + 50 мм
- + 100 »
- + 10 »
- + 1,25%

Утвержден Всесоюзным комитетом по стандартизации при СГО 8 октября 1932 г. как обязательный для новых заводов с момента опубликования, а для старых заводов с 1 октября 1933 г. в отношении балок до № 24 включ. и с 1 октября 1934 г. в отношении остальных балок.



## Швеллеры ОСТ 17 (редакция 1933 г.)

Длина (м)	№ 5—8		№ 10		№ 12—30			
	Нормальная	Максимальная	9	—	9	12,8	14	19,2
.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....

Уклоны внутренних граней полок 8%  
 Веса даны для стали 3 (7,85)

$I$  — момент инерции  
 $W$  — сопротивление  
 $i$  — радиус инерции

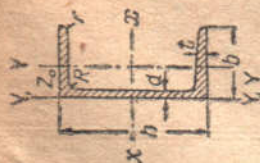


Рис. 40.

№ профиля	Вес — пот. м в кг	Размеры мм					Площ. сечения $\frac{cm^2}{100}$	Ось $x-x$			Ось $y-y$			Ось $y_1-y_1$ $I_{y_1}$ $cm^4$	$Z_0$ см
		$h$	$b$	$d$	$t$	$R$		$r$	$W_x$ $cm^3$	$I_x$ $cm^4$	$i_x$ см	$W_y$ $cm^3$	$I_y$ $cm^4$		
5	5,44	50	37	4,5	7,0	7,0	3,5	10,4	26,0	1,94	3,55	8,3	1,10	20,9	1,35
6,5	6,70	65	40	4,8	7,5	7,5	3,75	17,0	55,2	2,54	4,50	12,0	1,19	28,3	1,38
8	8,04	80	43	5,0	8,0	8,0	4,0	25,3	101,3	3,15	5,79	16,6	1,27	37,4	1,43
10	10,00	100	48	5,3	8,5	8,5	4,25	39,7	198,3	3,95	7,80	25,6	1,41	54,9	1,52
12	12,06	120	53	5,5	9,0	9,0	4,50	57,7	346,3	4,75	10,17	37,4	1,56	77,7	1,62
14	14,53	140	58	6,0	9,5	9,5	4,75	80,5	563,7	5,52	13,01	53,2	1,70	107,1	1,71
	16,73	160	60	6,0	8,0	8,0	4,75	87,1	609,4	5,35	14,12	61,1	1,69	120,6	1,67
16	17,23	160	63	6,5	10,0	10,0	5,0	108,3	866,2	6,28	16,30	73,3	1,83	144,1	1,80
	19,74	180	65	8,5	10,5	10,5	5,25	116,8	934,5	6,10	17,55	83,4	1,82	160,8	1,75
18	20,17	180	68	7,0	10,5	10,5	5,25	141,4	1272,7	7,04	20,03	98,6	1,96	189,7	1,88
	22,99	200	70	9,0	11,0	11,0	5,5	152,2	1369,9	6,79	21,52	111,0	1,95	210,1	1,87
20	23,33	200	73	7,5	11,0	11,0	5,5	180,4	1804,0	7,84	24,31	129,6	2,09	245,2	1,94
	26,47	220	75	9,5	11,5	11,5	5,75	199,7	1937,3	7,58	25,99	144,8	2,07	269,8	1,93
22	26,54	220	77	8,0	11,5	11,5	5,75	223,4	2457,9	8,53	28,49	161,5	2,19	300,9	2,03
	29,99	220	79	10,0	11,5	11,5	5,75	239,6	2635,4	8,31	30,32	179,2	2,17	329,7	1,99



24	a	26,85	78	7,0	12,0	12,0	6,0	34,21	254,3	3052,2	9,45	30,46	173,6	2,25	324,6	2,10
	b	29,78	80	8,5				37,93	270,0	3240,4	9,24	32,38	192,3	2,25	353,1	2,06
	c	33,54	82	10,5				42,73	289,2	3470,8	9,01	34,35	212,3	2,23	388,9	2,02
27	a	30,83	82	7,5	12,5		6,25	39,27	323,4	4362,1	10,54	35,52	215,6	2,34	393,1	2,13
	b	34,11	84	9,0				43,45	342,9	4628,6	10,32	37,60	237,2	2,34	326,1	2,09
	c	38,35	86	11,0				48,85	367,2	4956,7	10,07	39,65	260,1	2,34	464,2	2,04
30	a	35,52	85	8,0	13,5		6,75	45,25	408,92	6132,9	11,64	41,73	264,2	2,42	476,5	2,17
	b	39,16	87	9,5				49,89	433,2	6497,9	11,41	44,03	289,2	2,41	515,2	2,13
	c	43,87	89	11,5				55,89	463,2	6947,9	11,15	46,38	315,8	2,38	559,7	2,09
33	a	38,70	88	8,0	14		7	49,30	489,5	8076,8	12,80	46,65	307,5	2,50	547,6	2,21
	b	43,88	90	10,0				55,90	525,8	8675,7	12,46	49,32	338,4	2,46	593,2	2,14
	c	49,06	92	12,0				62,50	562,1	9274,7	12,18	51,81	367,9	2,43	643,2	2,10
36	a	47,80	96	9,0	16		8	60,89	659,7	11874,2	13,97	63,54	455,0	2,73	818,4	2,44
	b	53,45	98	11,0				68,09	702,9	12651,8	13,63	66,85	496,7	2,70	880,4	2,37
	c	59,10	100	13,0				75,29	746,1	13429,4	13,36	70,02	536,4	2,67	947,9	2,34
40	a	58,91	100	10,5	18		9	75,05	878,9	17577,9	15,30	78,83	592,0	2,81	1057,7	2,49
	b	65,19	102	12,5				83,05	932,2	18644,5	14,98	82,52	640,3	2,78	1135,6	2,44
	c	71,47	104	14,5				91,05	985,6	19711,2	14,71	86,19	687,8	2,75	1220,1	2,42

Таблица допусков

при заказе в определенных длинах	Д л и н а		при заказе в определенных длинах с фрезерованными концами	Высота	Ширина	Толщина
	при заказе в определенных длинах	Д л и н а				
До 6,5 м	+ 50	Для всех длин	До 200 мм	± 2	Допуски по ширине и толщине профиля не предусматриваются. Отклонение в весе каждой партии не должно превышать ± 5%	
Свыше 6,5 м	+ 100		Свыше 200 и до 400 мм	± 3		

Примечание. Отклонение в размерах (допуски) выражены в миллиметрах.



Тавры ОСТ 29

Низкие тавры	Высокие тавры
Уклон граней ребра—2% * * * * * подошвы—4%	Уклон граней ребра и подошвы—2%

Длина: нормальная . . . . . 6,4—8,5 м  
максимальная . . . . . 12—18 \*  
Веса указаны для стали 3 (уд. вес 7,85)

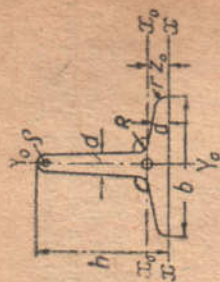


Рис. 42.

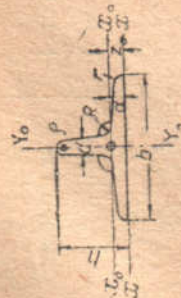


Рис. 41.

№ профилей	Размеры (мм)					Площ. сечения $\omega$ (см <sup>2</sup> )	Вес пог. метра $g$ (кг)	Расстояние центра тяжести $Z_0$ (см)	Моменты инерции (см <sup>4</sup> )			Расстояние от оси тавра до оси закл. (мм)	Наибольший диаметр отверстия (мм)
	$b$	$h$	$d$	$R$	$r$				$\rho$	$I_x$	min $I_{x_0}$		
Низк. тавры	6	—	—	6	3	1,5	3,97	0,71	5,49	2,92	9,99	17	10
	8/4	80	40	7	3,5	1,75	6,22	0,91	14,82	8,26	27,5	25	14
	10/5	100	50	9	4,5	2,25	9,99	1,15	37,4	20,64	69,1	30	17
Высокие тавры	2,5/2,5	25	25	3,5	1,75	0,87	1,29	0,72	1,71	0,863	0,439	—	—
	4/4	40	40	5	—	—	—	—	—	—	—	12	—
	5/5	50	50	6	6	3	4,44	1,38	23,06	12,2	5,99	15	10
	7,5/7,5	75	75	8	8	—	—	—	—	—	—	20	12



## Зеты ОСТ 29

Грани полок взаимно параллельны

Весы указаны для стали 3 (7,86)

Длина нормальная от 6,4 до 8,5 м

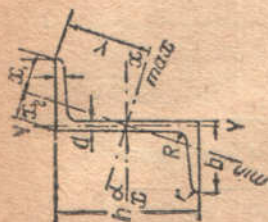


Рис. 43.

№ профилей	Размеры (мм)					Площадь сечения $\omega$ (см <sup>2</sup> )	Вес пог. метра $g$ (кг)	Моменты инерции (см <sup>4</sup> )			Расстояние от наиболее удален. точек до глав. осей (см)		Угол накл. оси max X к оси X <sub>α</sub>		Растг. от угла до оси заклеп. (мм)	Наиб. диам. отверстия (мм)			
	a	b	d	t	R			r	$J_x$	$J_y$	max $J$	min $J$	$x_1$	$x_2$			град.	мин.	
6	60	45	5	7,5	7,5	3,75	9,18	7,21	51,3	37,4	80,1	8,6	1,70	2,10	5,02	39	23	25	14
8	80	50	6	8,5	8,5	4,25	12,51	9,82	124	57,4	164	16,5	2,18	2,36	5,87	31	43	30	14
10	100	55	6,5	9,5	9,5	4,75	16,01	12,57	248	85,6	306,0	27,2	2,58	2,58	6,81	27	14	30	17
14	140	65	8	11,5	11,5	5,75	24,74	19,42	738	170	847	61,4	3,22	2,97	8,77	21	48	35	20
20	200	80	10	15	15	7,5	41,72	32,75	2514	411	2765	160	4,30	3,58	11,83	17	5	45	23





Рис. 44.

## Волнистое железо ОСТ 26

№ профиля	Размеры листов			Размер волны		На 1 м ширины		Вес 1 м <sup>2</sup> (кг)
	Длина	Ширина	Толщина	Длина <i>l</i>	Высота <i>h</i>	Площадь сечения (см <sup>2</sup> )	Момент сопротивл. (см <sup>3</sup> )	
1	2400	750	1,50	130	40	17,7	19,20	14,1
2	2400	900	1,50	100	50	23,6	28,86	18,8
3	2400	950	1,50	75	20	17,6	9,12	13,8
4	2400	750	1,00	30	15	15,7	5,53	12,5

Таблица 30

## Железо листовое шахматное ОСТ 26 (рифленое)

Высота рифа (мм)	Толщина с рифами (мм)	Максимальная ширина (мм)			Вес 1 м <sup>2</sup> (кг)
		1060	1220	1420	
		Максимальная длина (мм)			
1,0	4	4200	—	—	24,4
1,0	5	6000	—	—	32,5
1,5	6	6000	6000	—	36,6
1,5	8	6000	6000	—	52,8
2,0	10	6000	6000	6000	65,0
2,0	12	6000	6000	6000	81,2



Оконное железо двустороннее (ОСТ 29)  
и одностороннее

Рис. 45.



Рис. 46.

Двустороннее				Одностороннее			
Высота	Ширина	Толщина ребра	Вес пог. метра кг	Высота	Ширина	Толщина ребра	Вес пог. метра кг
(миллиметры)				(миллиметры)			
30	18	5	1,65	30	11,5	5	1,42
40	21	5	2,29	40	13	5	1,93
50	25	6	3,26	50	15,5	6	2,81

Таблица 32

Рельсы железнодорожные широкой колеи (ОСТ 118)

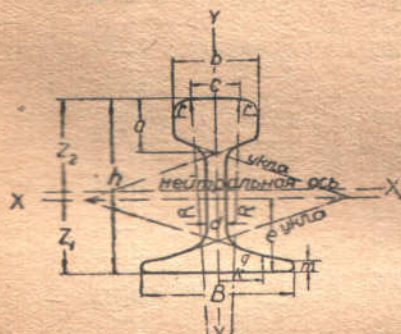


Рис. 47.

Типы рельсов	Длина рельсов в метрах	
	нормальная	укорочен. для кривых
Ia и IIa	15,00	14,96 и 14,92
Ia, IIa, IIIa и IVa	12,50	12,46, 12,42 и 12,38

Типы рельсов	Размеры в миллиметрах															
	h	B	a	b	c	d	e	f	g	k	m	r	R	угл. а	p	q
Ia	140,0	125	44	70,0	46,0	14	60,5	25,0	13,00	36,00	10	13,00	300,0	1:3	25	33
IIa	135,0	114	40	68,0	43,9	13	59,5	24,0	10,82	39,52	9	13,00	300,0	1:3	25	33
IIIa	128,0	110	37	60,0	37,5	12	57,0	23,0	11,04	35,88	9	12,00	300,0	1:3	25	33
IVa	120,5	100	40	53,5	32,0	12	51,0	21,5	13,00	23,25	9	11,68	213,6	1:2,75	23	31

Типы рельсов	Площадь поперечн. сечения рельса $\omega$ см <sup>2</sup>	Вес 1 пог. метра рельса (brutto) кг	Расстояние центра тяжести		Момент инерции рельса $J_x$ см <sup>4</sup>	Момент сопротивления рельса		Расстояние центра тяжести до боковой грани подопыной рельса ( $1/2$ ширины подопыной) $B/2$ см	Момент инерции рельса $J_y$ см <sup>4</sup>	Момент сопротивления рельса $W_y$ см <sup>3</sup>
			до подопыной рельса $Z_1$ см	до головной рельса $Z_2$ см		по ниж. волонну $W_x = \frac{J_x}{Z_1}$ см <sup>3</sup>	по верх. волонну $W_x = \frac{J_x}{Z_2}$ см <sup>3</sup>			
Ia	55,640	43,567	6,9626	7,0374	1476,11	212,00	209,75	6,25	281,18	45,47
IIa	49,063	38,416	6,781	6,719	1222,54	180,29	181,95	5,70	209,28	36,72
IIIa	42,758	33,480	6,209	6,591	967,98	155,90	146,86	5,50	—	30,31
IVa	39,451	30,890	5,924	6,126	751,00	126,77	122,59	5,00	120,20	24,04



## Круглая сталь ОСТ 8

Диаметр		Площадь поперечного сечения см <sup>2</sup>	Вес пог. метра кг	Момент инерции см <sup>4</sup>	Момент сопротивл. см <sup>3</sup>	Площадь сечения нетто при резьбе Витворта см <sup>2</sup>	Диам. d дюймы
мм	дюймы						
8	—	0,50	0,39	0,0201	0,0503	—	—
—	<sup>3</sup> / <sub>8</sub>	0,71	0,56	—	—	0,441	—
10	—	0,79	0,62	0,0491	0,0981	—	—
11	—	0,95	0,75	0,0719	0,1307	—	—
12	—	1,13	0,89	0,1018	0,1696	—	—
—	<sup>1</sup> / <sub>2</sub>	1,27	1,00	—	—	0,784	—
14	—	1,54	1,21	0,1886	0,2694	—	—
15	—	1,77	1,39	0,2485	0,3313	—	—
16	—	2,01	1,58	0,3217	0,4021	1,311	<sup>5</sup> / <sub>8</sub>
17	—	2,27	1,78	0,4100	0,4823	—	—
18	—	2,54	2,00	0,5153	0,5726*	—	—
19	—	2,84	2,23	0,6397	0,6734	1,961	<sup>3</sup> / <sub>4</sub>
20	—	3,14	2,46	0,7854	0,7854	—	—
21	—	3,46	2,72	0,9547	0,9092	—	—
22	—	3,80	2,98	1,1499	1,0450	2,720	<sup>7</sup> / <sub>8</sub>
24	—	4,52	3,55	1,6286	1,3570	—	—
—	1	5,07	3,98	—	—	3,573	—
27	—	5,73	4,49	2,6087	1,9320	—	—
—	<sup>1</sup> <sup>1</sup> / <sub>8</sub>	6,42	5,04	—	—	4,498	—
30	—	7,07	5,55	3,9761	2,6510	—	—
—	<sup>1</sup> / <sub>4</sub>	7,92	6,22	—	—	5,768	—
33	—	8,55	6,71	5,8214	3,5280	—	—
36	—	10,18	7,99	8,2448	4,5800	—	—
—	<sup>1</sup> / <sub>2</sub>	11,40	8,95	—	—	8,383	—
39	—	11,95	9,38	11,356	5,824	—	—
—	<sup>5</sup> / <sub>8</sub>	13,37	10,50	—	—	9,495	—
42	—	13,85	10,88	15,274	7,806	—	—
45	—	15,90	12,48	20,129	8,946	11,31	<sup>1</sup> <sup>5</sup> / <sub>4</sub>
48	—	18,10	14,21	26,058	10,857	12,82	<sup>1</sup> <sup>7</sup> / <sub>8</sub>
—	2	20,27	15,91	—	—	14,91	—
52	—	21,24	16,67	35,891	13,804	—	—
56	—	24,63	19,33	48,275	17,241	—	—
60	—	28,27	22,20	63,617	21,206	—	—
65	—	33,18	26,05	87,624	26,961	24,08	<sup>2</sup> <sup>1</sup> / <sub>2</sub>
70	—	38,48	30,21	117,86	33,674	28,80	<sup>2</sup> <sup>3</sup> / <sub>4</sub>
75	—	44,18	34,58	155,32	41,417	35,13	3
80	—	50,27	39,46	201,06	50,265	—	—
85	—	56,75	44,54	256,24	60,292	—	—
90	—	63,62	49,94	322,06	71,569	48,92	<sup>3</sup> <sup>1</sup> / <sub>2</sub>
95	—	70,88	55,64	399,82	84,173	—	—
100	—	78,54	61,65	490,87	98,175	64,68	4
110	—	95,03	74,60	718,69	130,67	—	—
120	—	113,10	88,78	1017,9	169,65	—	—
130	—	132,73	104,19	1402,0	215,69	—	—
140	—	153,94	120,84	1885,7	269,39	—	—
160	—	176,72	138,72	2485,0	401,34	—	—



## Д о п у с к и

А. В диаметре:

I. Для железа обычной точности прокатки:

В разных сечениях стержня

1. Для диаметров от 8 до 20 мм вкл.  $\pm 0,5$  мм
2. » » свыше 20 »  $\pm 3\%$

В одном сечении (овальность):

1. Для диаметров от 8 до 20 мм вкл. 0,5 »
2. » » свыше 20 » 3 »

II. Для железа повышенной точности прокатки:

В разных сечениях стержня:

1. Для диаметров от 8 до 30 мм вкл.  $\pm 0,3$  мм
2. » » свыше 30 до 52 мм вкл.  $\pm 0,5$  мм

В одном сечении (овальность):

1. Для диаметров от 8 до 30 мм вкл. 0,3 мм
2. » » свыше 30 до 52 » 0,5 »

Б. В длине (для I и II):

1. До 4 м вкл. + 50 »
2. Свыше 4 м + 100 »

*Примечание.* Впредь до перехода на метрическую резьбу для изготовления черных болтов дюймовой резьбы допускается к прокатке также круглое железо, размеры которого приведены в таблице в дюймах.

Таблица 34

Сторона кв. дра- та <i>a</i> мм	Плош дь п. переч. сечения см <sup>2</sup>	Вес кг/пог.м	Радиус инерции <i>i</i> см	Момент сопроти- вления <i>W</i> в см <sup>3</sup>
8	0,64	0,50	0,23	0,085
10	1,00	0,79	0,29	0,167
12	1,44	1,13	0,35	0,286
14	1,96	1,54	0,40	0,457
16	2,56	2,01	0,46	0,683
18	3,24	2,54	0,52	0,972
20	4,00	3,14	0,58	1,333
22	4,84	3,80	0,64	1,774
25	6,25	4,91	0,72	2,604
28	7,84	6,15	0,81	3,659
30	9,00	7,07	0,87	4,500
32	10,24	8,04	0,92	5,461
35	12,25	9,62	—	—
38	14,44	11,34	1,10	9,145
40	16,00	12,56	1,15	10,667
45	20,25	15,90	—	—
50	25,00	19,63	1,44	20,83
55	30,25	23,75	1,59	27,73
60	36,00	28,26	1,73	36,00

Железо квадратное  
(ОСТ-9)



Нормальная длина  
от 4 до 6 м

Рис. 47а.



Вес полосовой, универсальной и листовой стали при удельном весе 7,85  
(вес пог. метра в кг, размеры в мм)<sup>1</sup>

Толщина Ширина											
	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
100	6,28	7,07	7,85	8,64	9,42	10,21	10,99	11,78	12,56	13,35	14,13
110	6,91	7,77	8,64	9,50	10,36	11,23	12,09	12,96	13,82	14,68	15,54
120	7,54	8,48	9,42	10,36	11,30	12,25	13,19	14,13	15,07	16,01	16,96
130	8,16	9,19	10,21	11,23	12,25	13,27	14,29	15,31	16,33	17,35	18,37
140	8,79	9,89	10,99	12,09	13,19	14,29	15,39	16,49	17,58	18,68	19,78
150	9,42	10,60	11,78	12,95	14,13	15,31	16,49	17,66	18,84	20,02	21,20
160	10,05	11,30	12,56	13,82	15,07	16,33	17,58	18,84	20,10	21,35	22,61
170	10,68	12,01	13,35	14,68	16,01	17,35	18,68	20,02	21,35	22,69	24,02
180	11,30	12,72	14,13	15,54	16,96	18,37	19,78	21,20	22,61	24,02	25,43
190	11,93	13,42	14,92	16,41	17,90	19,39	20,88	22,37	23,86	25,36	26,85
200	12,56	14,13	15,70	17,27	18,84	20,41	21,98	23,55	25,12	26,69	28,26
210	13,19	14,84	16,49	18,13	19,78	21,43	23,08	24,73	26,38	28,03	29,67
220	13,82	15,54	17,27	19,00	20,72	22,45	24,18	25,91	27,63	29,36	31,09
230	14,44	16,25	18,06	19,86	21,67	23,47	25,28	27,08	28,89	30,69	32,50
240	15,07	16,96	18,84	20,72	22,61	24,49	26,33	28,26	30,14	32,03	33,91
250	15,70	17,66	19,63	21,59	23,55	25,51	27,48	29,44	31,40	33,36	35,33
260	16,33	18,37	20,41	22,45	24,49	26,53	28,57	30,62	32,66	34,70	36,74
270	16,96	19,08	21,20	23,32	25,43	27,55	29,67	31,79	33,91	36,03	38,15
280	17,58	19,78	21,98	24,18	26,38	28,57	30,77	32,97	35,17	37,37	39,56
290	18,21	20,49	22,77	25,04	27,32	29,60	31,87	34,15	36,42	38,70	40,98
300	18,84	21,20	23,55	25,91	28,26	30,62	32,97	35,33	37,68	40,04	42,39
310	19,47	21,90	24,34	26,77	29,20	31,64	34,07	36,50	38,94	41,37	43,80
320	20,10	22,61	25,12	27,63	30,14	32,66	35,17	37,68	40,19	42,70	45,22
330	20,72	23,31	25,91	28,50	31,09	33,68	36,27	38,86	41,45	44,04	46,63
340	21,35	24,02	26,69	29,36	32,03	34,70	37,37	40,04	42,70	45,37	48,04
350	21,98	24,73	27,48	30,22	32,97	35,72	38,47	41,21	43,96	46,71	49,46
360	22,61	25,43	28,26	31,09	33,91	36,74	39,56	42,39	45,22	48,04	50,87
370	23,24	26,14	29,05	31,95	34,85	37,76	40,66	43,57	46,47	49,38	52,28
380	23,86	26,85	29,83	32,81	35,80	38,78	41,76	44,73	47,73	50,71	53,69
390	24,49	27,55	30,62	33,68	36,74	39,80	42,86	45,92	48,98	52,05	55,11
400	25,12	28,26	31,40	34,54	37,68	40,82	43,96	47,10	50,24	53,38	56,52
410	25,75	28,97	32,19	35,40	38,62	41,84	45,06	48,28	51,50	54,72	57,93
420	26,38	29,67	32,97	36,27	39,56	42,86	46,16	49,46	52,76	56,05	59,35
430	27,00	30,38	33,76	37,13	40,51	43,88	47,26	50,63	54,01	57,38	60,76
440	27,63	31,09	34,54	37,99	41,55	44,90	48,36	51,81	55,26	58,72	62,17
450	28,26	31,79	35,33	38,86	42,39	45,92	49,46	52,99	56,52	60,05	63,59
460	28,89	32,50	36,11	39,72	43,33	46,94	50,55	54,17	57,78	61,39	65,00
470	29,52	33,21	36,90	40,59	44,27	47,96	51,65	55,34	58,03	62,72	66,41
480	30,14	33,91	37,68	41,45	45,22	48,98	52,75	56,52	60,29	64,00	67,82
490	30,77	34,62	38,47	42,31	46,16	50,01	53,85	57,70	61,54	65,39	69,24
500	31,40	35,33	39,25	43,18	47,10	51,03	54,95	58,88	62,80	66,73	70,65
510	32,03	36,03	40,04	44,04	48,04	52,05	56,05	60,05	64,06	68,06	72,06
520	32,66	36,74	40,82	44,90	48,98	53,07	57,15	61,23	65,31	69,39	73,48
530	33,28	37,45	41,61	45,77	49,93	54,09	58,25	62,41	66,57	70,73	74,89
540	33,91	38,15	42,39	46,63	50,87	55,11	59,35	63,59	67,82	72,06	76,30

<sup>1</sup> В таблице помещены листы лишь до размера 1000×18 мм, в виду того что вес более крупных листов легко определяется путем их разложения на 2 меньших листа, размеры которых приведены в таблице.



Толщина Ширина											
	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
550	34,54	38,86	43,18	47,49	51,81	56,13	60,45	64,76	69,08	73,40	77,72
560	35,17	39,56	43,96	48,36	52,78	57,15	61,54	65,94	70,34	74,73	79,13
570	35,80	40,27	44,75	49,22	53,69	58,17	62,64	67,12	71,59	76,07	80,54
580	36,42	40,98	45,53	50,08	54,64	59,19	63,74	68,30	72,85	77,40	81,90
590	37,05	41,68	46,32	50,95	55,58	60,21	64,84	69,47	74,10	78,74	83,37
600	37,69	42,39	47,10	51,81	56,52	61,23	65,94	70,65	75,36	80,07	84,78
610	38,31	43,10	47,89	52,67	57,46	62,25	67,05	71,83	76,62	81,40	86,19
620	38,94	43,80	48,67	53,54	58,40	63,27	68,14	73,01	77,87	82,74	87,61
630	39,56	44,51	49,46	54,40	59,35	64,29	69,24	74,18	79,13	84,07	89,02
640	40,19	45,22	50,24	55,26	60,29	65,31	70,34	75,36	80,38	85,41	90,43
650	40,82	45,92	51,03	56,13	61,23	66,33	71,44	76,54	81,64	86,74	91,85
660	41,45	46,63	51,81	56,99	62,17	67,35	72,53	77,72	82,90	88,08	93,26
670	42,08	47,34	52,60	57,86	63,11	68,37	73,63	78,89	84,15	89,41	94,67
680	42,70	48,04	53,38	58,72	64,06	69,39	74,73	80,07	85,41	90,75	96,08
690	43,33	48,75	54,17	59,58	65,00	70,42	75,83	81,25	86,66	92,08	97,50
700	43,96	49,46	54,95	60,46	65,94	71,44	76,93	82,43	87,92	93,42	98,91
710	44,59	50,16	55,74	61,31	66,88	72,46	78,03	83,60	89,18	94,75	100,32
720	45,22	50,87	56,52	62,17	67,82	73,48	79,13	84,78	90,43	96,08	101,74
730	45,84	51,58	57,31	63,04	68,77	74,50	80,23	85,96	91,69	97,42	103,15
740	46,47	52,28	58,09	63,90	69,71	75,52	81,33	87,14	92,94	98,75	104,56
750	47,10	52,99	58,88	64,76	70,65	76,54	82,43	88,31	94,20	100,09	105,98
760	47,73	53,69	59,66	65,63	71,59	77,56	83,52	89,49	95,46	101,42	107,39
770	48,36	54,40	60,45	66,49	72,53	78,58	84,62	90,67	96,71	102,76	108,80
780	48,98	55,11	61,23	67,35	73,48	79,60	85,72	91,85	97,97	104,09	110,21
790	49,61	55,81	62,02	68,22	74,42	80,62	86,82	93,02	99,22	105,43	111,63
800	50,24	56,52	62,80	69,08	75,36	81,64	87,92	94,20	100,48	106,76	113,04
810	50,87	57,23	63,59	69,94	76,30	82,66	89,02	95,38	101,74	108,10	114,45
820	51,50	57,93	64,37	70,81	77,24	83,68	90,12	96,56	102,99	109,43	115,87
830	52,12	58,64	65,16	71,67	78,19	84,70	91,22	97,73	104,25	110,76	117,28
840	52,75	59,35	65,94	72,53	79,13	85,72	92,33	98,91	105,50	112,10	118,69
850	53,38	60,05	66,73	73,40	80,07	86,74	93,42	100,09	106,76	113,43	120,11
860	54,01	60,76	67,51	74,26	81,01	87,76	94,51	101,27	108,02	114,77	121,52
870	54,64	61,47	68,30	75,14	81,95	88,78	95,61	102,44	109,27	116,10	122,93
880	55,26	62,17	69,08	75,99	82,90	89,80	96,71	103,62	110,53	117,44	124,34
890	55,89	62,88	69,87	76,85	83,84	90,83	97,81	104,80	111,78	118,77	125,76
900	56,52	63,59	70,65	77,72	84,78	91,85	98,91	105,98	113,04	120,11	127,17
910	57,15	64,29	71,44	78,58	85,72	92,87	100,01	107,15	114,30	121,44	128,58
920	57,78	65,00	72,22	79,44	86,66	93,89	101,11	108,33	115,55	122,77	130,00
930	58,40	65,71	73,01	80,31	87,61	94,91	102,21	109,51	116,80	124,11	131,41
940	59,03	66,41	73,79	81,17	88,55	95,93	103,31	110,69	118,06	125,44	132,82
950	59,65	67,12	74,58	82,03	89,49	96,95	104,41	111,86	119,32	126,78	134,24
960	60,29	67,82	75,36	82,90	90,43	97,97	105,50	113,04	120,58	128,11	135,65
970	60,92	68,53	76,15	83,76	91,37	98,99	106,60	114,22	121,83	129,45	137,06
980	61,54	69,24	76,93	84,62	92,32	100,01	107,70	115,40	123,09	130,72	138,47
990	62,17	69,94	77,72	85,49	93,26	101,03	108,80	116,57	124,33	132,12	139,89
1000	62,80	70,65	78,59	86,35	94,20	102,05	109,90	117,75	125,60	133,45	141,30



Кроме перечисленных, наиболее употребительных, профилей прокатного металла, в строительстве применяются в небольшом количестве специальные профили, именно: *тавровое* железо — главным образом для устройства оконных переплетов верхних световых фонарей, *оконное* железо — для оконных металлических переплетов, *зетовое* железо — для обрешетин кровли, и, наконец, железо *Вотерена* и *Зоре* — для перекрытий и в некоторых случаях для колонн. Последние три сорта металла прокатываются в СССР по специальному заказу и вследствие этого от применения этих профилей при проектировании (особенно в небольших количествах) надлежит воздерживаться.



## ГЛАВА IV

### ИЗГОТОВЛЕНИЕ КОНСТРУКЦИЙ

Для выполнения всех операций, связанных с изготовлением конструкций, требуются специальные металлообрабатывающие станки, клепальные машины, подъемно-транспортные средства и т. п. Поэтому наиболее рационально изготавливать металлические конструкции на хорошо оборудованных заводах, а затем готовые конструкции доставлять в разобранном виде к месту установки.

Изготовление и монтаж железных конструкций можно разделить на такие основные последовательные операции:

- 1) разгрузка, сортировка и укладка на складе материалов, прибывающих с прокатного завода;
- 2) правка материала;
- 3) разметка и наметка (подметка) материала по чертежам и шаблонам;
- 4) обрезка и нарезка профильного и листового материала на части надлежащей длины и формы;
- 5) проколка или просверливание отверстий для заклепочных или болтовых соединений (эта операция почти полностью устраняется при применении сварных соединений);
- 6) правка после проковки и резки (эта операция не всегда обязательна);
- 7) сборка на болтах отдельных элементов сооружения с предварительной грунтовкой частей в местах их соприкосновения;
- 8) рассверловка заклепочных отверстий (эта операция не всегда обязательна);
- 9) склепка собранных конструкций (кроме так называемых монтажных стыков, оставляемых незаклепанными, чтобы конструкции для перевозки можно было разобрать);
- 10) разборка склепанных конструкций на части, допускающие перевозку по железной дороге;
- 11) окраска частей;
- 12) нагрузка, перевозка к месту установки и выгрузка;
- 13) сборка отдельных частей у места установки в целые элементы сооружения (на земле на стелажках);
- 14) склепка монтажных стыков на земле;
- 15) подъемка склепанных элементов и их установка;
- 16) выверка сооружения (точная установка);



17) склепка или сбалчивание всех соединений сооружения;

18) окончательная покраска.

Первые двенадцать операций относятся к изготовлению конструкций, остальные — к установке, или, как чаще называют, *монтажу конструкций*.

Техника изготовления металлических конструкций и связанные с этим технологические холодные и горячие процессы обработки металла составляют целую отрасль промышленности и должны служить предметом особого курса. Однако рациональное проектирование конструкций невозможно без знакомства со всеми основными операциями изготовления конструкций; поэтому мы приводим, в сравнительно кратком изложении, описание производства работ по изготовлению конструкций и применяемых для этой цели станков и машин.

Монтаж конструкций освещен подробно во второй части книги.

## 1. Разгрузка, сортировка и укладка металла на складе

Материал прибывает на завод, где изготавливаются конструкции, почти исключительно по железной дороге и притом на открытых вагонах (платформах). Прибывающее железо должно быть разгружено в срок, установленный железной дорогой, и впоследствии рассортировано по размерам.

Для каждого профиля железа и размера его на складе отводится определенный участок, куда складывается прибывающее железо. При хорошо оборудованных заводах склады обслуживаются мостовыми электрическими подъемными кранами. Краны эти захватывают материал непосредственно с платформ, доставляют и укладывают его на отведенные для данного сорта железа участки склада. Наличие подъемно-транспортных приспособлений на складе значительно ускоряет и удешевляет работу по разгрузке и, главным образом, по сортировке металла, а также по последующей передаче материала на правку и наметку.

## 2. Правка материала

Очень часто прибывающий на склад материал требует, до обработки на станках, предварительной выправки, так как прокатанное на заводе в горячем состоянии профильное железо нередко изгибается при разрезке или передвижении по рольгангам, а также при неравномерном охлаждении (листовое железо). Правка железа производится или *вручную* — ударами тяжелых молотков на так называемых *рихтовальных плитах* (наковальнях), или при помощи специальных *правильных вальцев или машин*. Схема правки листового железа на семи-валковых вальцах показана на рис. 48. На рис. 49 приведена фотография правильной машины.

Ролики вальцев приводятся в движение от электромотора и при вращении в противоположном направлении увлекают лист, который, пройдя через вальцы в направлении стрелки, выходит совершенно выправленным. Правка на вальцах во много раз дешевле, скорее



и совершеннее, чем вручную: поверхность листов остается гладкой, без всяких забоин (повреждений), неизбежных при правке молотами; поэтому правка на вальцах применяется на всех хорошо оборудованных заводах. На этих же вальцах правится широкополосное (универсальное) железо. Правка углового железа может производиться так

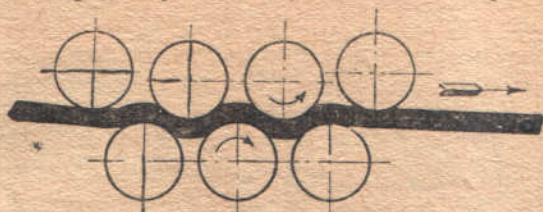


Рис. 48.

же, как и правка листового материала, или вручную или на вальцах, причем конструкция вальцев для углового железа несколько отличается от конструкции вальцев для листового железа. Принцип правки остается таким же, как и для листов, но валки вальцев имеют не цилиндрическую форму, а профиль, отвечающий профилю сортового железа, для правки которого вальцы предназначаются. На рис. 50 показан схематически профиль вальцев для углового железа.

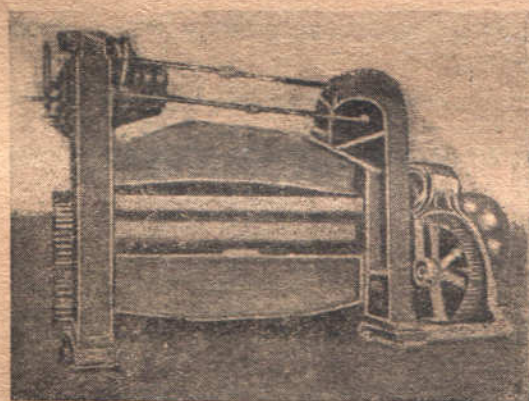


Рис. 49.

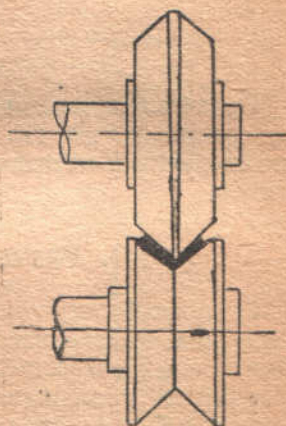


Рис. 50.

Для правки других профилей (швеллерного, двутаврового, и т. п.) применяются *правильные прессы* (вертикальные или горизонтальные). Принцип работы этих машин несколько отличается от принципа правки на вальцах. Правильные прессы (которыми пользуются также для изгиба железа) имеют два неподвижных упора *A*, расположенных на некотором расстоянии друг от друга, и подвижной поршень *B*, находящийся между первыми двумя. Последовательными нажатиями поршня на точки перегиба погнутого элемента достигается его выправка.

Фотография правильного прессы дана на рис. 51.



Правка на прессах значительно сложнее и дороже, чем правка на вальцах, и требует высококвалифицированной рабочей силы. Применяются эти прессы, главным образом, для двутавровых балок и швеллеров больших профилей, правка которых на вальцах невозможна.

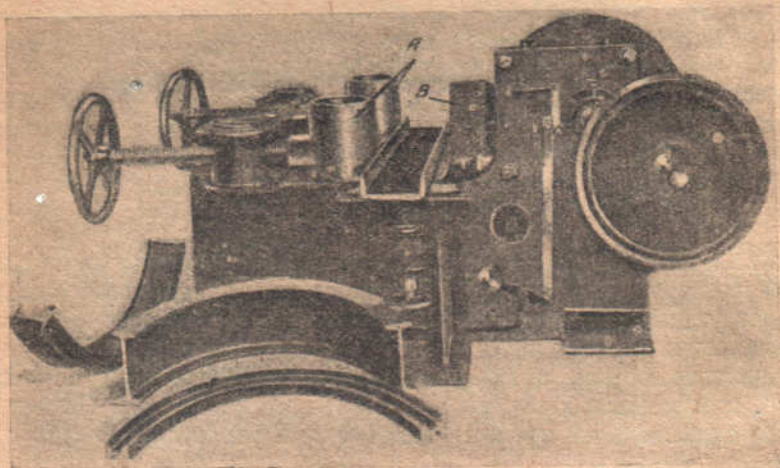


Рис. 51.

Правильные машины устанавливаются обыкновенно на территории склада железа, где и производится правка, таким образом в цех, для следующих операций по обработке, поступает уже выправленное железо.

### 3. Разметка и наметка (подметка)

Следующей операцией после правки является разметка и наметка материала. Работа эта заключается в нанесении на материал всех заклепочных отверстий, линий обреза фасонных листов и профильного железа, границ отгиба, если части должны быть изогнуты, и т. п. Так как в большинстве конструкций отдельные части, имеющие точно одинаковые размеры, повторяются много раз, иногда до 100 и свыше, то для упрощения и ускорения работы пользуются следующим способом.

Один—первый—элемент точно *размечается* на основании рабочих проектных чертежей, т. е. на поверхности железа, из которого изготовляется данная часть, острым инструментом (чертилкой) наносятся в натуральную величину все точки и линии, необходимые как для вычерчивания части, так и для дальнейшей обработки материала.

Например, если нужно разметить *косынку* узла стропильной фермы, показанной на рис. 52, то на листе железа, покрытом предварительно раствором мела, наносят сначала осевые линии примыкающих к узлу стержней (рис. 53 линии *OA*), затем на этих линиях размечают, из-



меряя от геометрического центра узла  $O$ , центры всех заклепочных отверстий, пользуясь для этой цели кернером. Кернер, или керно, представляет собой цилиндрический стержень (рис. 54), заостренный

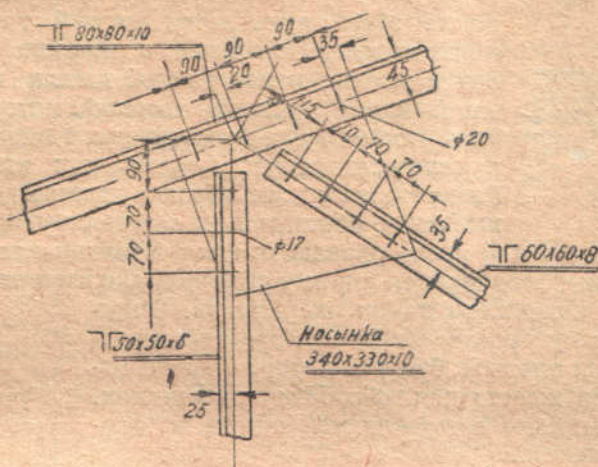


Рис. 52.

с одного конца; при помощи кернера, установленного в центр будущего отверстия, ударом молотка выбивают в железе небольшое коническое углубление.

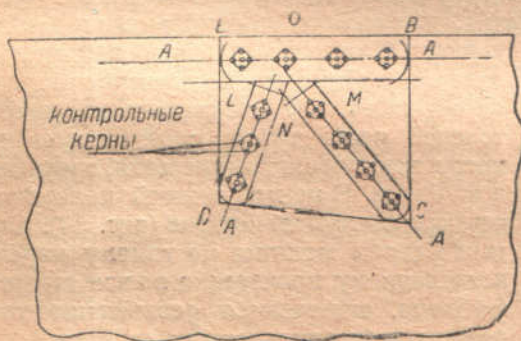


Рис. 53

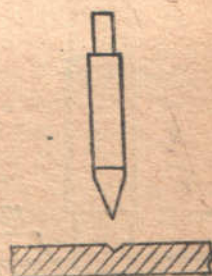


Рис. 54.

Отметив центры всех заклепочных отверстий, чертилкой наносят очертание косынки (контур  $BCDE$ , рис. 53), а также границы (кромки) уголков, примыкающих к узлу, чтобы проверить, не будут ли эти элементы в точках  $L$ ,  $N$ ,  $M$  находить друг на друга. Для того, чтобы границы очертания косынки не затерлись при обработке детали на станках, эти линии *накернивают* через небольшие промежутки легкими ударами керна.



Очень часто для контроля правильности проколки или просверливания дыр, а также проверки диаметра отверстия, кроме центра заклепочных отверстий, намечают еще так называемые контрольные керны, т. е. четыре точки по окружности будущего отверстия (рис. 53).



Рис. 55.

После этого намечаются керной точками (или специальными клеймами с цифрами) заводской номер заказа, номер данной детали по спецификации (марку), диаметр отверстий, которые должны быть пробиты или просверлены, толщину железа и количество штук, подлежащих изготовлению. Размеченная таким образом деталь, называемая шаблоном, обрезается на соответствующих станках по контуру, и в ней просверливаются или продавливаются все дыры. В дальнейшем этот шаблон служит образцом для изготовления всего остального количества таких же деталей. Очень часто разметку производят не непосредственно на железе, а на плотной бумаге, которую потом наклеивают на железо для обработки на станках. Шаблоны нередко изготавливаются также из кровельного железа.

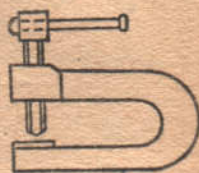


Рис. 56.

Для расчерчивания на материале всего остального количества деталей, подлежащих изготовлению по сделанному шаблону, пользуются следующим способом, называемым *наметкой*. Шаблон накладывается на материал и закрепляется на нем специальными прижимами — *кляммерами* (рис. 55) или *струбцинками* (рис. 56).

Затем чертилкой по контуру шаблона очерчивается контур данной детали, а через отверстия, при помощи специального *центрального кернера*, наносят центры заклепочных отверстий. Центральной кернер отличается от обычного тем, что диаметр его нижней, точеной части точно соответствует диаметру заклепочного отверстия, сделанного в шаблоне. В центре нижней поверхности кернера выступает острие (рис. 57). Сильным ударом молотка по такому кернеру, вставленному поочередно во все отверстия шаблона, намечаются совершенно точно центры всех заклепочных отверстий.

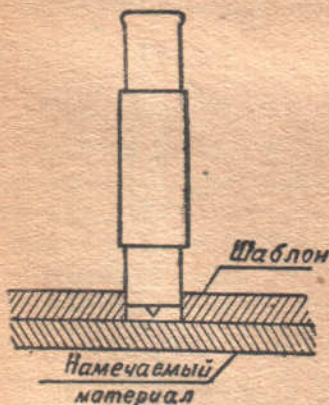


Рис. 57.

Необходимо, разумеется, иметь набор центральных кернеров, отвечающий всем встречающимся в конструкции диаметрам отверстий. Таким образом наметка по шаблону косынок, планок, фасонных листов и прочих деталей, изготовленных из листового материала, в отличие от разметки, представляет собой чисто механическую работу, не требующую высокой квалификации. Разметка и наметка профильного железа имеет некоторые особенности, вследствие большой длины и неизбежной кривизны материала,



затрудняющих процесс наметки. Разметка первого элемента профильного железа, который служит потом шаблоном, т. е. нанесение линий обреза и центров заклепочных отверстий, производится путем прочерчивания сперва осей заклепочных отверстий, или так называемой *риски* уголка (линия  $a - a$ , рис. 58), а затем центров заклепочных

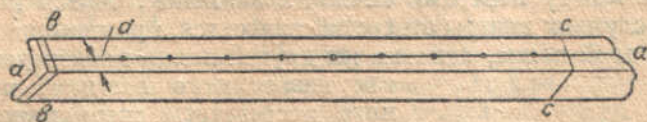


Рис. 58.

отверстий и линий обреза  $b - b$  и  $c - c$ . Положение риски на угловом железе должно определяться расстоянием ее от ребра угольника, т. е. размером  $d$  (рис. 58). Определять положение риски расстоянием ее от наружной кромки уголка нельзя. Расстояние  $d$  от ребра уголка, определяющее положение оси заклепочных отверстий (это расстояние часто вместо «расстояние до риски» сокращенно называют *риской уголка*), должно быть обязательно указано на рабочих чертежах конструкций. Риска наносится на материал при помощи инструмента, называемого *риском* (рис. 59), центры отверстий — при помощи кернера. Продольное расстояние между центрами заклепочных отверстий необходимо наносить, пользуясь для измерения исключительно стальной рулеткой или при небольших расстояниях — *стальной линейкой* с миллиметровыми делениями.

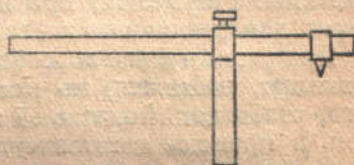


Рис. 59.

Размеченный указанным способом первый элемент может служить шаблоном для наметки остальных деталей. Однако, в виду указанной выше неизбежной при большой длине некоторой кривизны элементов, при наложении уголка, служащего шаблоном, на материал и наметке центровым кернером центров отверстий, таковые не будут лежать

строго на линии оси заклепок (риске). Поэтому при наметке профильного железа, до наложения шаблона, следует, пользуясь шаблоном нанести на материал риски, а затем уже, наладывая шаблон (рис. 60), накернить центры отверстий. Так как накерненные таким образом

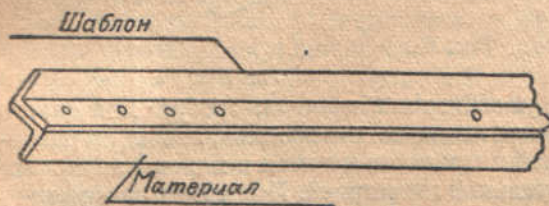


Рис. 60.

центры отверстий не совпадут точно с риской, их наносят центровым кернером слегка, а затем, при помощи угольника (рис. 61) — на



риску. Нанесенные таким образом на риску точные положения центров набиваются достаточно глубоко обычным кернером. Очень часто отверстия для заклепок располагаются в обеих полках уголка, причем отверстия в одной полке сдвинуты по отношению к отверстиям в другой на половину шага заклепок. *Шагом заклепки* называется расстояние между центрами смежных заклепок, считая по оси их.

В этих случаях центры отверстий наносятся, при помощи шаблона, только в одной полке, наметка же другой полки производится путем так называемого *переноса*, производимого посредством специального угольника (рис. 62). Кромку  $a-b$  этого угольника устанавливают по центру намеченных в одной полке отверстий и, пользуясь кромкой  $z-d$ , наносят чертилкой центр отверстия на другой полке. Расстояние  $a-z$  угольника должно быть равно половине шага заклепок.



Рис. 61.

Работа таким способом возможна в тех случаях, когда намечаемые угольники имеют большое количество отверстий с одинаковым шагом заклепок. Разумеется, при наметке необходимо иметь набор угольников для различного шага заклепочных отверстий.

При рассмотрении способов разметки и наметки (или, как ее часто называют, *подметки*) мы коснулись только основных приемов для того, чтобы дать понятие об этой операции, играющей существенную роль в процессе изготовления конструкций. Как видно из предыдущего краткого изложения, наиболее ответственен процесс разметки шаблона. Работа эта, являясь по существу чертежной и поверочной

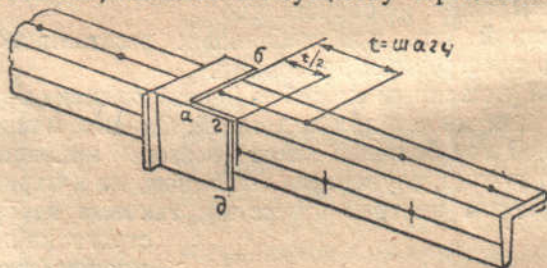


Рис. 62.

по отношению к размерам, указанным в проекте, требует для своего выполнения высококвалифицированных работников, свободно разбирающихся в чертежах деталей и проектах в целом и хорошо знакомых с геометрией и даже начертательной геометрией. Последнее совершенно необходимо в случае разметки деталей конструкций резервуарного типа или пространственных сложных систем.

Разметка особенно ответственна потому, что всякая ошибка в шаблоне повторится десятки, а иногда и сотни раз во всех размечаемых по этому шаблону деталях. Все это требует большой тщательности в выполнении разметки, а, следовательно, и значительно увеличивает



ее стоимость. Наметка, или подметка,<sup>8</sup> является значительно более простым процессом, особенно при листовом материале; выполнение ее не требует высококвалифицированной рабочей силы, и стоимость ее на штуку во много раз меньше стоимости разметки.

Приведенные соображения говорят о необходимости при проектировании конструкций стремиться к возможному сокращению последующей работы разметчика. Это сокращение достигается, во-первых, максимальной стандартизацией конструкций, т. е. такой проектировкой сооружения, которая дала бы возможно большее количество одинаковых деталей (одинаковые пролеты перекрытий, одинаковые продольные расстояния между колоннами и т. п.); во-вторых, наибольшим упрощением формы и вида отдельных деталей (прямоугольные очертания косынок, одинаковый шаг заклепок, одинаковый диаметр заклепок и т. п.) и, наконец, в-третьих, возможно большей ясностью рабочих чертежей, на которых должны быть проставлены все необходимые для разметки размеры и притом так, чтобы порядок их размещения на чертеже соответствовал последовательности процесса разметки. Некоторые из указанных обстоятельств, как, например, максимальная повторяемость деталей, не только уменьшают стоимость разметки, но могут значительно удешевить и процесс подметки, позволяя применять для изготовления большого количества одинаковых деталей, специальные станки или приспособления, как то: многоштемпельные дыропробивные прессы, копировальные приспособления, резку под упор и много других приемов, устраняющих вовсе или значительно упрощающих подметку.

К отдельным моментам, влияющим на стоимость разметки, мы еще возвратимся при изложении правил конструирования отдельных элементов и узлов.

#### 4. Резка железа

Следующей операцией после подметки является резка профильного материала на отдельные куски и вырезка из листового материала косынок, фасонных листов, планок и т. п. Эта операция производится на специальных прессах — ножницах, работающих давлением. Схема работы ножниц для листового материала показана на рис. 63.

Для резки материал укладывается на нижний неподвижный нож *A*, после чего машина приводится в действие и верхний нож *B*, опускаясь, разрезает материал, производя срез по линии *m — h*.

Боковой вид ножниц показан в меньшем масштабе на рис. 63. По мере резки последовательными опусканиями ножа материал подвигается рабочими по направлению стрелки. При работе на таких ножницах одна половина листа, на которую действует опускающийся нож, постепенно отгибается книзу (рис. 64).

Естественно, для перерезания листа необходимо преодолеть напряжение, соответствующее временному сопротивлению материала. Ввиду значительной толщины листов (до 20 мм) и большой длины реза, сопротивление перерезыванию очень велико, и давление, развиваемое ножницами, превосходит несколько десятков тонн.



Вследствие этого пресс-ножницы представляют собой мощную и тяжелую машину, приводимую в действие от электромотора. Фотография мощных ножниц для листового железа дана на рис. 65.

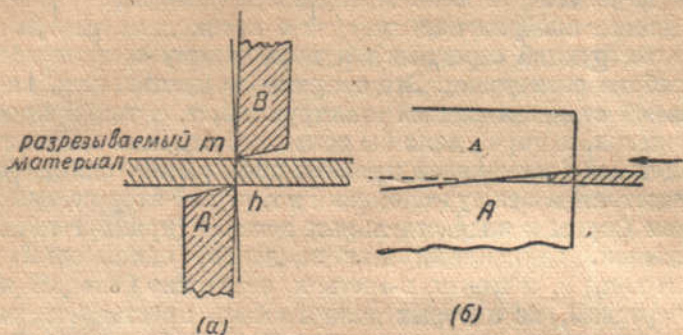


Рис. 63.

Как видно из схемы процесса резки и конструкции ножниц, резка таким способом возможна только по прямым линиям. Кроме того, невозможна или чрезвычайно затруднительна резка при наличии входящих углов (по линии *ABCD*, рис. 66).

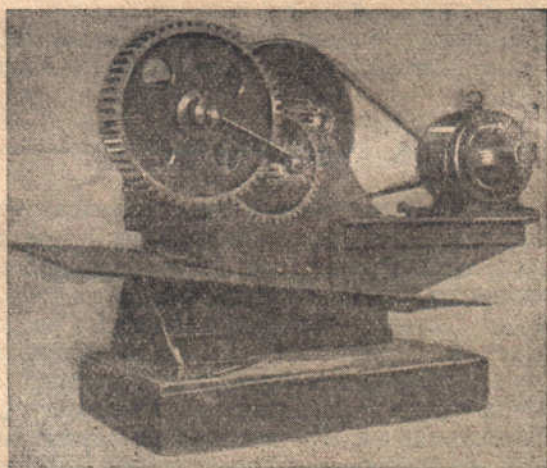


Рис. 64.

Поэтому при конструировании входящие углы следует допускать лишь в исключительных случаях. Ножницы для углового и профильного железа работают по такому же принципу, как и для листового материала, с той только разницей, что неподвижный и подвижной



ножи имеют фасонное очертание, отвечающее профилю разрезаемого материала. Кроме того, резка сортового материала производится в большинстве случаев в один прием, опусканием фасонного ножа.

Конструкция мощных ножниц для резки профильного материала всевозможных сечений показана на рис. 67.

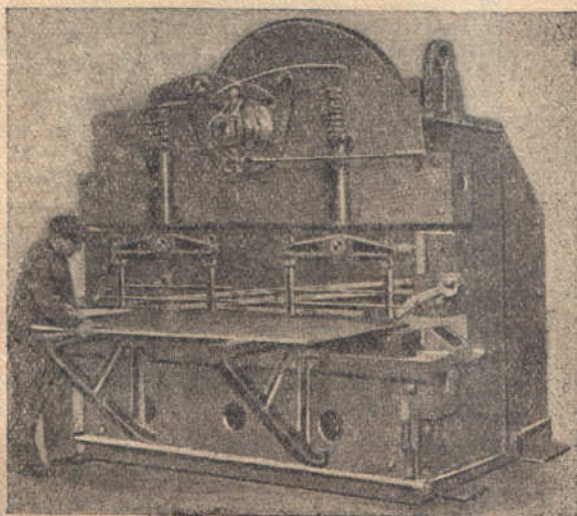


Рис. 65.

Работа на таких ножницах дает совершенно чистый рез, не требующий никакой дополнительной обработки кромки у места обреза. Резка профильного материала на таких ножницах может быть произведена лишь перпендикулярно к продольной оси материала. Вследствие этого при конструировании следует по возможности избегать косых срезов профильного материала, например, резки уголков по рис. 68, II или швеллерного железа по рис. 68, III. Резка по фиг. 68, II

в случае необходимости может быть допущена, так как такой разрез осуществляется на прессах-ножницах двумя последовательными операциями; именно, сначала уголок обрезается на ножницах для профильного материала перпендикулярно оси по пунктирной линии  $a-b$ , а затем на ножницах для листового железа отрезается угол  $abc$  по линии  $a-c$ . Совершенно недопустимо проектировать обрез по рис. 68, I. Такой обрез, как и обрез швеллера по рис. 68, III, невозможно произвести на ножницах обычного типа, а необходимо прибегать к работе вручную и действовать ножевкой или автогеном, что значительно усложняет резку и удорожает ее стоимость.

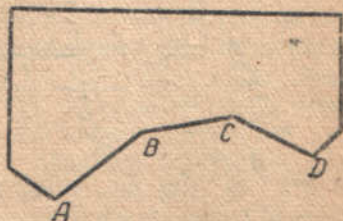


Рис. 66.



Кроме перечисленных, наиболее употребительных и самых дешевых приемов резки, для резки листов больших размеров, подача которых на прессы-ножницы затруднительна, а также для двутаврового и швеллерного железа, крупных профилей, применяют так

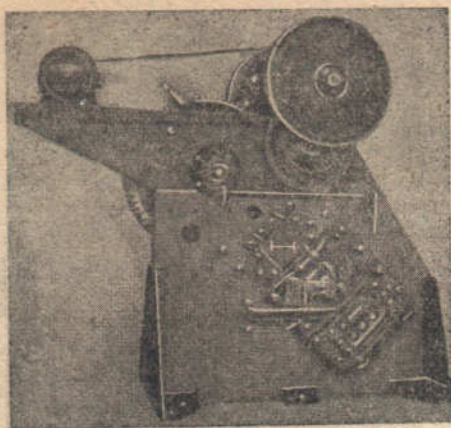


Рис. 67.

называемую *кислородно-газовую резку*. Принцип этого способа заключается в том, что на разрезаемый материал направляется, при помощи специальной горелки, горячее газовое пламя настолько высокой температуры, что оно расплавляет металл, частицы которого выносятся из разреза струей сгорающего газа (ацетилена, водорода и т. н.).

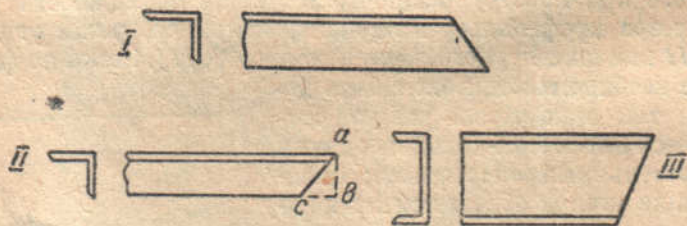


Рис. 68.

Преимущество этого способа заключается в том, что аппарат для резки представляет собой небольшую горелку из двух концентрических трубок, соединенную гибкими шлангами с источниками газа. Благодаря такому устройству разрезаемый предмет остается неподвижным, его не приходится подымать (что особенно важно при резке ма-



териала большого веса); кроме того, резка может производиться в любом месте и, наконец, толщина разрезаемого материала почти не ограничивается. Однако, несмотря на указанные преимущества, газовая резка значительно дороже резки на ножницах и, кроме того, кромка обреза получается оплавленной и в некоторых случаях требует последующей зачистки] зубилом. Конструкция аппаратов, употребляемых для газовой резки, описана в главе, посвященной автоматической сварке.

## 5. Проколка и просверливание дыр

Подмеченный и нарезанный по размерам фасонный и листовой материал поступает на следующую операцию: проколку или просверливание дыр. Эта операция играет довольно значительную роль в общем процессе обработки материала при изготовлении конструкций и поэтому заслуживает того, чтобы на ней остановиться несколько подробнее. Количество отверстий, которые нужно проделать, колеблется обычно в пределах от 200 до 350 штук на 1 тонну выпускаемых конструкций. Это значит, что для завода средней производительности (в 30 000 т конструкций в год) количество подлежащих проколке или просверливанию отверстий составляет около 10 000 000 штук в год или около 28 000 штук в сутки. Естественно, что при таком громадном количестве отверстий сверление, применяемое в механических цехах, потребовало бы большой затраты времени и большого количества станков.

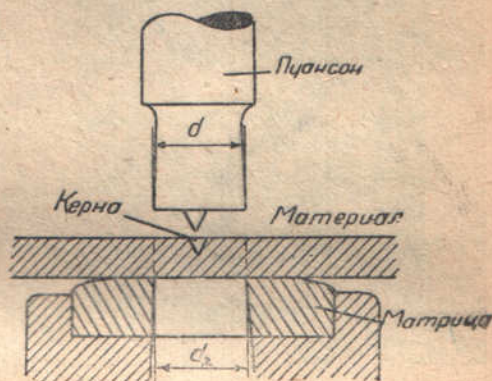


Рис. 69.

Поэтому при изготовлении металлических конструкций для образования заклепочных отверстий применяется почти исключительно проколка или давка дыр на специально для этой цели сконструированных дыропробивных прессах. Операция проколки дыры заключается в том, что из материала, в том месте, где должно быть проделано отверстие, выдавливается при помощи поршня (штемпеля пуансона) кружок, диаметр которого равен диаметру отверстия. Схема приспособления для проколки дыр показана на рис. 69. Процесс проколки сводится к тому, что на неподвижную часть пресса (матрицу) накладывается материал, подлежащий проколке, и устанавливается так, чтобы центр будущего отверстия, намеченный, как выше указывалось, коническим углублением (керной), пришелся под центром пуансона.

Для облегчения этой операции дыропробивные прессы конструируются таким образом, что пуансон последовательно опускается на



материал, слегка касаясь его, и вновь подымается. Когда материал точно установлен под центром пуансона, пресс приводится особым рычагом в действие, и пуансон, опускаясь, выдавливает из листа цилиндрок, ограниченный на чертеже пунктирными линиями. Цилиндрок этот проваливается вниз через отверстие в матрице. Для облегчения прохода пуансона через материал и выхода выдавленного

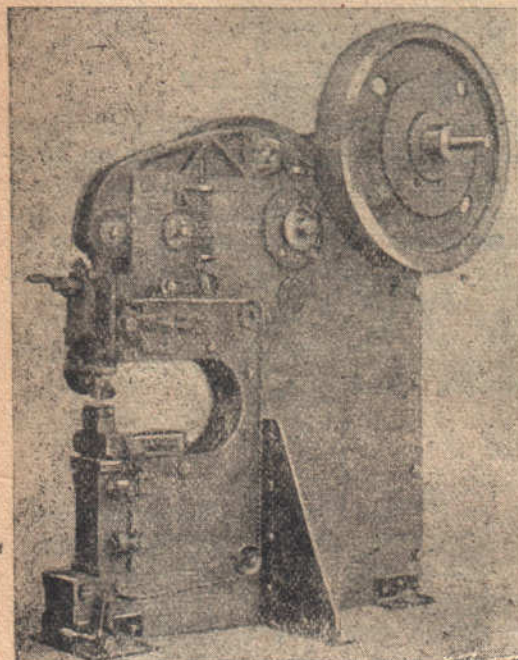


Рис. 70.

ного материала (выдавки) из матрицы вниз пуансон и матрица имеют слегка коническое очертание, суживающееся кверху; кроме того, диаметр матрицы  $d_2$  несколько больше диаметра пуансона  $d$ , эта разница зависит от толщины выдавливаемого материала и обычно составляет от  $\frac{1}{20}$  до  $\frac{1}{10}$  этой толщины. Употребляемые для проколки дыр дыропробивные прессы так же, как и ножницы, приводятся в действие от электромотора или трансмиссионного привода. Фотография типового прессы дана на рис. 70.

При помощи простейших приспособлений, устанавливаемых на прессах, проколка дыр может производиться также в профильном материале. На рис. 71 показано положение

двухаврового железа при проколке дыр в полках и стенке балки.

Процесс пробивки дыр по сравнению со сверлением имеет огромное преимущество в отношении скорости. Операция самой проколки занимает не больше нескольких секунд; большая часть времени тратится на точную установку материала под центр матрицы. Во всяком случае, при хорошо организованной работе один штемпель может пробить в рабочую смену до 3000 дыр, тогда как на обычном сверльном станке (колонка) максимальной производительностью для дыр диаметром 20 мм можно считать 400 штук в смену.

Количество и квалификация рабочих, обслуживающих станок при давке и сверловке, одинаковы; таким образом, стоимость давки по зарплате приблизительно в восемь раз дешевле сверловки. Кроме того, при проколке дыр для одинаковой производительности мастерской требуется в восемь раз меньше станков, чем при сверлении, и, следовательно, во столько же раз меньшая площадь.

Указанные обстоятельства почти совершенно вытеснили свер-



ловку при изготовлении строительных конструкций; этот прием обработки применяется лишь в тех случаях, где давка невозможна или затруднительна (узкие полки двутаврового железа малых профилей, средние дыры в очень широких листах и т. п.).

Однако, несмотря на все указанные преимущества, проколка дыр имеет один крупнейший недостаток, ограничивающий ее применение в некоторых случаях; этот недостаток заключается в повреждении материала вблизи прокалываемого отверстия. При продавливании

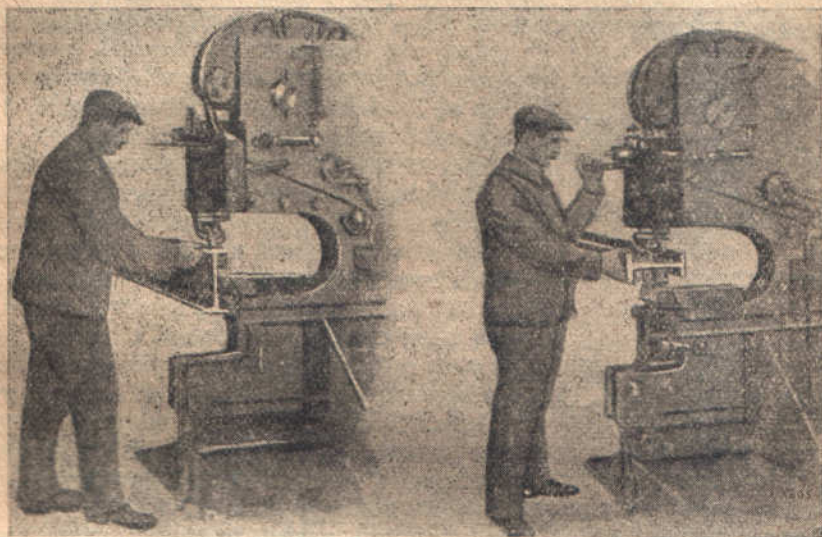


Рис. 71.

пуансона через материал происходит разрушение металла и нарушается его строение по окружности продавливаемого отверстия. Это нарушение состоит в смещении частиц металла вокруг отверстия, увлекаемых движением выдавливаемого кружка. Эти смещения иногда влекут за собой даже местное расслоение материала и возникновение мельчайших радиальных трещин вокруг отверстий. Исследование механических свойств материала вблизи продавленных отверстий указывает на увеличение твердости и хрупкости материала и на значительное уменьшение относительного удлинения. Последнее обстоятельство особенно вредно в том отношении, что при растяжении элементов, ослабленных отверстиями, напряжение в поперечном сечении, как показали опыты, распределяется неравномерно по всему сечению и достигает максимального значения как раз у кромки отверстия (рис. 72). Поэтому повреждение материала в этой зоне особенно опасно.

Многочисленные исследования показали, что продавка отверстий особенно вредно отражается на прочности элементов сооружений, подверженных значительным сотрясениям; для сооружений же, испы-



тывающих только статические нагрузки, влияние продавки дыр не может быть опасным. Вследствие этого, а также значительного удорожания и усложнения производства при сверлении отверстий, пренебрегают некоторым повреждением материала от проколки дыр при изготовлении обычных строительных конструкций и дают дыры до полного проектного диаметра. При изготовлении железнодорожных мостов, испытывающих значительные динамические воздействия, продавливание отверстий до полного проектного диаметра по техническим условиям НКПС запрещается.

Для устранения вредного влияния продавки отверстий очень часто применяют следующий способ. При обработке материала отверстия

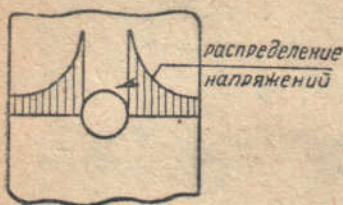


Рис. 72.

для заклепочных соединений продавливают не полного проектного диаметра, а на 3—4 мм меньше. Впоследствии, при сборке конструкций, эти отверстия рассверливаются сверлом или так называемым *райбером* до проектного диаметра, благодаря чему поврежденный продавкой дыры материал удаляется, и качество металла вокруг такой рассверленной дыры не уступает материалу в сверленных отверстиях.

Таким образом проковка дыр является наиболее распространенным способом образования заклепочных отверстий, и даже в тех случаях, когда по техническим условиям требуется удаление поврежденной выдавливаемой части материала, выгоднее сверловки. Поэтому почти всегда применяется предварительное продавливание дыры меньшего диаметра с последующей рассверловкой.

В тех случаях, когда продавка дыр невозможна или затруднительна, например, в полках и стенках двутавровых балок и швеллеров небольших профилей (№ 8—10—12), или, наоборот, в полках двутавровых балок крупных размеров (№ 36—40—45), требующих, вследствие большой толщины полки, чрезвычайно мощных дыропробивных прессов, прибегают к сверлению дыр. Сверление производится спиральными сверлами при помощи сверлильных приводных станков.

Сверлильные станки, употребляемые для изготовления конструкций, по своему устройству распадаются на две группы. К первой группе относятся станки с постоянным положением сверла, имеющего лишь поступательное движение по оси; это так называемые *станки на колонке*, или неподвижные стенные станки. Ко второй группе относятся *радиальные станки*.

Станки первого типа значительно проще по своему устройству, однако они обладают большим недостатком, именно: просверливаемый элемент конструкций должен для просверливания каждой дыры передвигаться и точно устанавливаться под центром сверла. Передвижение и точная установка частей, особенно при большом их весе, представляет собой дорогую и медленную работу.

В радиальных станках (рис. 73) сверло может быть легко установлено над любой точкой просверливаемой части в пределах радиуса



действия станка. Достигается это тем, что сверло, вставляемое в шпindel  $A$ , имеет возможность вместе с подвижной частью станка  $B$  перемещаться вправо и влево от положения  $A_1$  до положения  $A_2$ , обычно в пределах от 1500 до 2300 мм (в зависимости от размера станка). Кроме того, плечо станка  $C$  может вращаться вокруг вертикальной оси  $OO_1$ . Благодаря такому устройству возможно просверлить большое количество дыр, не перемещая просверливаемой части конструкций. Это обстоятельство значительно увеличивает производительность станка, и потому новейшие заводы и мастерские металлических конструкций оборудуются для сверловочных работ почти исключительно радиальными станками.

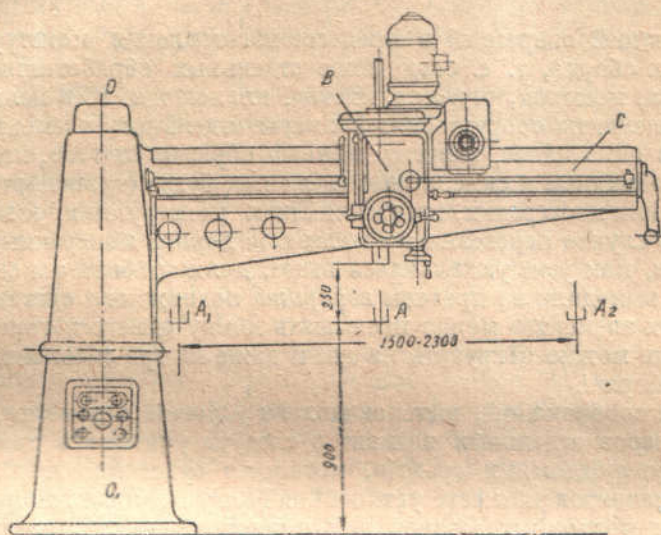


Рис. 73.

Сверловка дыр, как уже указывалось, занимает значительно больше времени и обходится много дороже проколки, поэтому применение ее в процессе изготовления металлических строительных конструкций обычно ограничивается случаями, когда продавливание отверстий невозможно или связано со значительным повреждением материала.

Опыты показали, что повреждение материала вокруг продавливаемого отверстия тем больше, чем толще продавливаемый материал. Максимальной толщиной материала, допускающего проколку дыр, следует считать 18 мм. При большей толщине надо предпочесть сверловку.

## 6. Правка после проколки дыр и резки

При обрезке на прессах-ножницах косынок и листов в большинстве случаев происходит некоторый изгиб разрезаемого материала (рис. 64). Пognутые при резке косынки и листы до сборки конструкций правятся одним из описанных выше способов. Кроме того, для



правки косынок и небольших листов на хорошо оборудованных заводах очень часто пользуются приводными пневматическими или пружинными молотами с весом бабы от 150 до 250 кг.

В некоторых случаях проколка дыр влечет за собой также изгиб профильного материала (например, проколка дыр в полках швеллеров при большом количестве дыр и небольшом расстоянии между ними). Правку в таких случаях целесообразнее всего производить на правильных вальцах.

## 7. Сборка на болтах отдельных элементов конструкции

Следующей операцией в процессе изготовления конструкций является их сборка, т. е. соединение отдельных обработанных частей материала, косынок, уголков, листов, планок и т. п. в целые законченные элементы сооружения. Размеры отдельных элементов, собираемых в одно целое, зависят главным образом от того, какими способами собранные и склепанные элементы будут транспортироваться с завода или мастерских, изготовляющих конструкции, к месту установки. В случае перевозки по железной дороге поперечные размеры элементов, как уже указывалось выше, должны быть таковы, чтобы части не выходили за пределы *габарита* подвижного состава. Длина отдельных элементов может превышать длину одного вагона, так как одну часть можно погрузить на две и даже на три сцепленные открытые платформы.

Кроме соображений, вытекающих из условий перевозки, при выборе размеров отдельных элементов следует учитывать также мощность грузоподъемных средств, которыми будет производиться разгрузка элементов на месте установки. В случае отсутствия на месте разгрузки подъемных кранов достаточной мощности, следует отказаться от сборки в одно целое тяжелых элементов и расчленив их на составные части меньшего веса, допускающие разгрузку без помощи подъемных кранов. Вес отдельных элементов в этом случае не должен превышать 3—4 т.

Сборка конструкций производится путем соединения отдельных частей *сборочными болтами*, вставляемыми в отверстия, предназначенные для заклепок. Болты, употребляемые для сборки, должны иметь диаметр, равный диаметру заклепки; они ставятся не во все заклепочные отверстия, а лишь в часть их, в таком количестве, чтобы, с одной стороны, обеспечить геометрическую неизменяемость собираемого элемента, с другой, достигнуть достаточно плотного сжатия между собой подлежащих склепыванию частей.

При сборке частей, соединяемых между собой сплошным рядом заклепок, болты ставятся обычно через 5—8 отверстий. При сборке узловых соединений каждый примыкающий к узлу элемент должен быть прикреплен не меньше, чем одним болтом, а если заклепок больше, чем четыре, — не меньше, чем двумя болтами.

Все болты при сборке туго затягиваются гаечным сборочным ключом (до отказа). При сборке нужно следить, чтобы все отверстия на



кладываемых друг на друга частей хорошо совпадали и чтобы части были достаточно сильно сжаты. Так как даже при механической правке нельзя добиться абсолютной прямизны частей, то при сборке нескольких элементов, накладываемых друг на друга, материал пружинит, и при слабой затяжке болтов или недостаточном их количестве между сжимаемыми частями остаются зазоры.

Надлежащее сжатие частей достигается в этих случаях ударами тяжёлым молотком (весом в  $2\frac{1}{2}$ —2 кг) по собираемым частям, с последующим закручиванием (подтягиванием) гаек, поставленных ранее сборочных болтов.

Качество клепки в значительной степени зависит от надлежащей сборки, поэтому этому этапу работы должно быть уделено достаточное внимание.

Сборка производится в большинстве случаев в горизонтальном положении на так называемых *сборочных стеллажах*. Стеллажи состоят из металлических горизонтальных прогонов (лучше всего — из старых железнодорожных рельсов или двутавровых балок № 16—20), расположенных на расстоянии 2—2,2 м друг от друга, на высоте 0,5—0,7 м от уровня земли или пола.

Прогоны укрепляются на вертикальных деревянных или металлических стойках, закопанных в землю. Стеллажи должны быть установлены на одной высоте таким образом, чтобы верхние грани прогонов лежали в одной горизонтальной плоскости. На устроенных таким образом стеллажах сборка крупных элементов, представляющих собой отдельные самостоятельные части сооружения, производится полностью. Сборка этих частей для проверки правильности изготовления производится полностью даже в тех случаях, когда размеры их превышают габариты, допускаемые условиями перевозки или нагрузки и выгрузки. В этих случаях крупные собранные элементы перед отправкой разбираются для перевозки на меньшие части.

При сборке частей, накладываемых друг на друга, соприкасающиеся поверхности грунтуются олифой с железным суриком, во избежание ржавления металла.

## 8. Рассверловка заклепочных отверстий

В тех случаях, когда по техническим условиям изготовления конструкций требуется удаление поврежденной зоны металла вокруг продавленных отверстий или когда, вследствие неточности в разметке или давке дыр, центры отверстий в склепываемых частях не совпадают, — заклепочные отверстия после сборки *рассверливаются* или *райберуются*. Рассверловка производится цилиндрическими или коническими спиральными сверлами при помощи электрических или пневматических ручных переносных сверлилок (бормашины). Пневматические сверлилки, благодаря меньшему весу, более распространены, нежели электрические.

Пневматические бормашины приводятся в действие сжатым воздухом под давлением в 6 атм.



С целью получения сжатого воздуха территория завода, занятая стеллажами, оборудуется воздухопроводной сетью из обычных железных газовых (водопроводных) труб, снабженных вентилями для присоединения к сети гибких резиновых шлангов' соединенных непосредственно с пневматическим инструментом.

Воздухопроводная сеть питается сжатым воздухом от воздушного компрессора, дающего воздух под давлением обычно в 7 атм. При

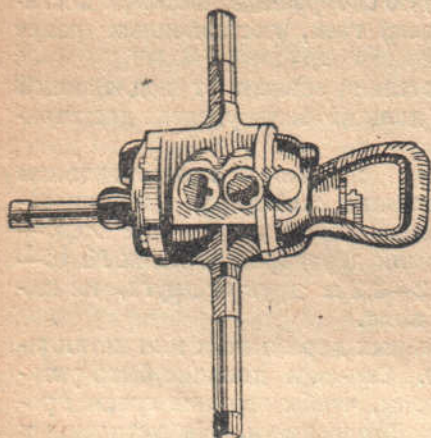


Рис. 74.

таком сжатии у компрессора давление воздуха в месте его потребления, вследствие потерь в трубопроводах (трение, утечка), обычно составляет около 6 атм. Для равномерной подачи воздуха и сохранения постоянного давления в сети, а также аккумуляирования воздуха во время неравномерного расхода его, воздух из компрессора поступает предварительно в резервуар (воздухосборник), а оттуда в трубопроводы. Объем воздухосборника зависит от производительности компрессора и степени неравномерности расхода воздуха. Обычно объем

требуемого воздухосборника может быть с достаточной точностью определен по эмпирической формуле:

$$Q = 0,5\sqrt{10R},$$

где  $Q$  — объем воздухосборника в м<sup>3</sup>,

$R$  — производительность компрессора в м<sup>3</sup> воздуха, засасываемого компрессором в 1 мин.

Пневматические машины, употребляемые для рассверловки, изготовляются нескольких размеров, в зависимости от наибольшего диаметра отверстий, подлежащих сверлению или рассверловке. Фотография бормашины дана на рис. 74.

Основные размеры изготовляемых в Союзе пневматических сверлильных машин и их технические характеристики приведены в таблице 36.

В тех случаях, когда дыры продавлены до полного диаметра и при сборке центры заклепочных отверстий не совпадают точно, прибегают (рис. 75) к райберовке дыры, т. е. к удалению материала в несовпадающих дырах при помощи конического веретенообразного инструмента—райбера (рис. 76). Райберовка точно

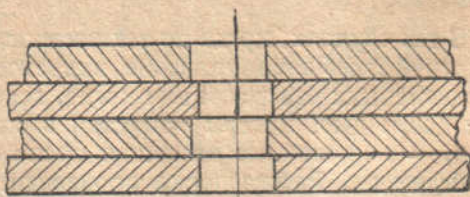


Рис. 75.



так же, как и] рассверловка, производится пневматическими или электрическими бормашинами.

При незначительном несовпадении дыр, когда разбежка центров не превышает  $\frac{1}{15}$  доли диаметра отверстия, вместо райберовки может быть допущена так называемая *оправка дыры*, т. е. расширение отверстия путем прогонки через него ударами молотка веретенообразного стального стержня *оправки* (рис. 77), наибольший диаметр которой на  $\frac{1}{20}$  больше размера заклепки. Этот прием запрещается техническими условиями НКПС при изготовлении мостов, но может быть допущен для строительных конструкций в указанном выше случае.

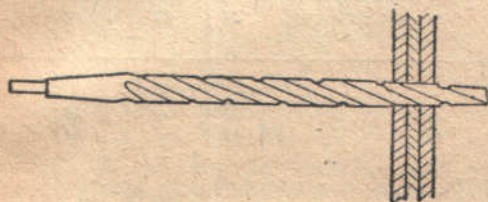


Рис. 76.

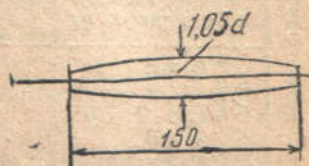


Рис. 77.

При рассверловке или райберовке отверстий необходимо следить, чтобы отдельные части конструкций были плотно стянуты сборочными болтами, потому что в противном случае образующиеся при сверлении металлические стружки попадают между собранными частями и препятствуют впоследствии надлежащей плотной склепке конструкций.

После того, как сборка и рассверловка закончены, отмечают мелом те заклепочные отверстия, которые не должны клепаться (для возможности последующей разборки на части, допускающей транспортировку); после чего собранные элементы готовы к следующей операции — склепке.

## 9. Клепка собранных конструкций

После окончания сборки конструкций переходят к следующей операции — клежке. Сущность этого процесса изложена в главе второй; здесь мы остановимся на способах производства клежки и применяемых материалах.

Применяемые для склепки заклепки должны иметь цилиндрический стержень и полукруглую головку правильной формы, расположенную центрально по отношению к оси стержня заклепки (в некоторых случаях применяются потайные и полупотайные головки — см. главу пятую).

У основания заклепки (возле головки) стержень может быть несколько толще, чем на конце, но не больше, чем на  $\frac{1}{20}$  диаметра стержня. Так как стержень заклепки при нагревании расширяется и так как, по указанным выше причинам, нельзя (особенно при продавленных до полного диаметра отверстиях) добиться абсолютно точного совпадения дыр, то диаметр заклепки выбирают обычно на 0,5—1,0 мм.



Пневматические сверлильные машины № 0, 1, 2, 3, 4, 8 и 9 Ленинградского завода «Пневматик»

№	Назначение	Просверливаемые отверстия ди.м. до		Развертываемые отверстия диам. до		Число оборотов в мин. при холостом ходе около	Расход воздуха, всасываемого компрессор. в 1 мин. около		№ соотв. конуса «Морзе»	Вес машины		Высота машины (мм)	№ соотв. резин. вето шланга	Внутр. диаметр шланга (мм)
		дюйм	мм	дюйм	мм		м <sup>3</sup>	кг		фунт.				
0	Для рассверливания цилиндров и особенно тяжелых работ по сверлению, развертке и раззенковке . . .	2 1/4	70	2	51	250	2,3	4	32,4	79	470	5	25	
1	Для таких же, но более легких работ, чем машина № 0 . . . . .	2	51	1 1/2	38	320	2,0	4	35	58	382	4	19	
2	Для таких же, но более легких работ, чем машина № 1 . . . . .	1 1/4	32	1	25	440	1,1	3	15,6	38	330	3	16	
4	Для легких работ и для прошивки соединительных частей пароводов . . . . .	7/8	22	5/8	16	600	0,85	2	10,0	24 3/8	292	3	16	
8	Для работы в неудобных местах, углах и т. п. (углявзя) . . . . .	1 1/4	32	1	25	180	1,4	3	16,0	39	—	4	16	
9	То же для более тяжелых работ . . . . .	2	51	2	51	110	1,6	4	20,1	49	—	5	19	



меньше, чем диаметр отверстия (в американской практике применяют заклепки даже на 2 мм меньше диаметра отверстия).

В зависимости от рода производства работ следует различать три способа клепки:

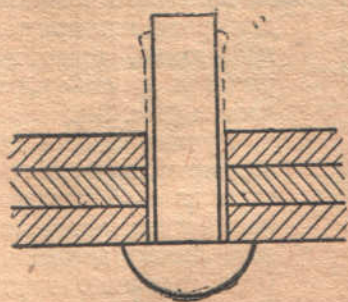


Рис. 78.

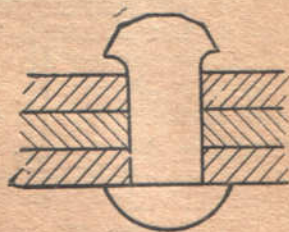


Рис. 79.

Первым, простейшим способом, требующим самых простых приспособлений, является ручная клепка. Расклепывание заклепки в этом случае производится следующим образом. После того, как нагретая до яркокрасного каления заклепка введена в отверстие, ударами ручных молотков непосредственно по стержню заклепки в направлении его оси заклепка *осаживается* до полного заполнения стержнем ее заклепочного отверстия, в результате чего стержень заклепки принимает вид, показанный пунктиром на рис. 78. Под влиянием дальнейших ударов заклепка принимает форму по рис. 79.

Дальнейшая расклепка непосредственными ударами по стержню заклепки прекращается, и переходят к образованию правильной формы головки при помощи *обжимки*.

Обжимка представляет собой цилиндрический стальной стержень, длиной около 200 мм, диаметром приблизительно в 2 раза более заклепки; в нижней части обжимка имеет выточку по рис. 80.

Головка образуется ударами тяжелым молотком (кувалдой) весом около  $2\frac{1}{4}$ — $2\frac{1}{2}$  кг по обжимке, удерживаемой клещами над стержнем заклепки. Последовательным наклонением обжимки (рис. 80), производимым таким образом, чтобы ось обжимки описывала поверхность конуса (при непрерывных ударах молотом), достигается окончательное расклепывание заклепки и образование правильной головки.

Клепка должна производиться настолько быстро, чтобы в момент окончания образования головки она еще имела темнокрасное каление.

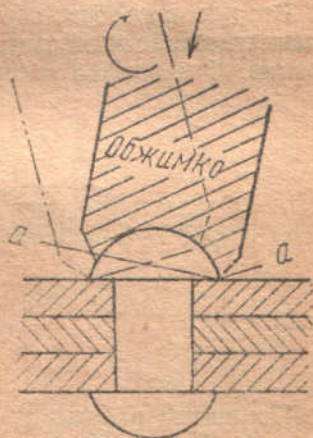


Рис. 80.



Острая кромка обжимки *a* (рис. 80) не должна врезаться в тело склепываемых элементов больше чем на 1 мм.

В продолжение всего процесса клепки заклепка должна быть плотно прижата со стороны закладной головки к склепываемым частям. Достигается это или при помощи винтового клепального

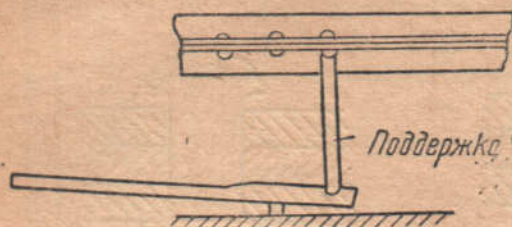


Рис. 81.

домкрата, или при помощи *поддержки*, прижимаемой рычагом к склепываемым частям (рис. 81).

Ручная клепка требует одновременной работы бригады из 4—5 человек: одного нагревальщика заклепок, одного держальщика (на поддержке), одного или двух молотобойцев, в зависимости от диаметра за-

клепки и толщины склепки, и одного клепальщика, направляющего обжимку.

Количество заклепок, которое бригада может нормально заклепать при диаметре 19 мм, составляет 150—200 штук в 8-часовую смену (при рядовой клепке).

Ручная клепка чаще всего употребляется при монтаже конструкций, где устройство специальных приспособлений для пневматической или машинной клепки не всегда может окупиться.

Вторым способом, обычно употребляемым на заводах, является пневматическая клепка при помощи пневматических клепальных молотков. Фотография такого молотка дана на рис. 82.

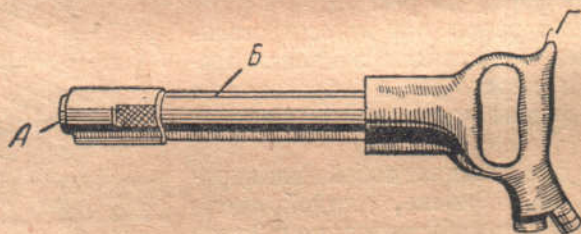


Рис. 82.

Принципы работы пневматического молотка заключаются в следующем. Внутри дула молотка *Б* движется тяжелый цилиндрический поршень, который при включении молотка (нажимом на рычажок *Г*) приводится в поступательное движение сжатым воздухом и производит очень частые последовательные удары на обжимку, вставляемую в отверстие *А*.

Клепка таким молотком производится следующим образом. Расклепку начинают, установив молоток с обжимкой на стержень заклепки в направлении его оси, при этом молоток держат неподвижно, сильно прижимая его к стержню заклепки.



Под действием ударов поршня пневматического молотка по обжимке, хотя и менее сильных, чем при ручной клепке, но чрезвычайно частых, стержень заклепки сначала осаживается до полного заполнения отверстия, затем начинается образование головки. Перед окончанием клепки молотку сообщают конусообразное вращательное движение для плотного прижатия краев головки к склепываемым частям. Для работы пневматическим молотком требуется бригада из 3 человек: одного нагревальщика заклепок, одного держальщика на поддержке и одного клепальщика, работающего молотком. Производительность такой бригады при условиях, аналогичных первому способу (ручной клепки), составляет 250—300 штук в смену. Таким образом выработка на одного человека составляет при пневматической клепке 83—100 заклепок против 37—50 штук при ручной.

Размеры пневматических молотков зависят от диаметра расклепываемых заклепок.

Таблица 37

Клепальные молотки ленинградского завода «Пневматик»

Типовой № молотка	Диаметр заклепки в мм	Общая длина молотка в мм	Диаметр бойка в мм	Вес молотка в кг	Нормальное рабочее давление в ат	Расход свободного воздуха в м <sup>3</sup> /мин	Потребный диаметр шлангов в мм
КМ 21	16	340	30	8,4	5,5	1,0	16
КМ 22	19	390	30	9,5		1,0	16
КМ 23	22	440	30	10,5		1,1	19
КМ 24	28	490	30	11,6		1,1	19
КМ 25	32	540	30	12,6		1,1	19

Рубильные молотки ленинградского завода «Пневматик»

Типовой № молотка	Полная длина в мм	Полный вес в кг	Назначение молотка	Нормальное рабочее давление в ат	Расход свободного воздуха в м <sup>3</sup> /мин	Диаметр шлангов в мм
РМ 11	250	4,3	Легкая чеканка . . . . .	5,5	0,55	13
РМ 12	295	4,7	Средняя чеканка . . . . .		0,55	
РМ 13	340	5,3	Средняя рубка, клепка заклепок диам. до 8 мм . .		0,60	
РМ 14	380	5,7			0,60	
РМ 15	410	6,0	Тяжелая рубка, клепка горячих заклепок диаметром до 12 мм . . . . .		0,65	



В таблице 37 даны основные технические характеристики пневматических клепальных молотков, а также рубильных молотков для обрубки кромок, изготавливаемых ленинградским заводом «Пневматик».

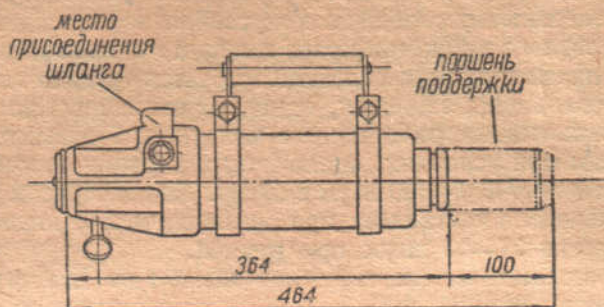


Рис. 83.

При пневматической клепке, так же как и при ручной, требуется плотное прижатие заклепки к склепываемым частям со стороны закладной головки. Для этой цели, при наличии пневматического оборудования, весьма целесообразно применение пневматических поддержек.

Схематический чертеж такой поддержки показан на рис. 83.

Применение пневматической поддержки особенно удобно в тех случаях, когда приходится клепать такие элементы, свободный доступ к которым со стороны закладной головки затруднен (рис. 84).

Третьим способом, наиболее совершенным и дающим наибольшую производи-

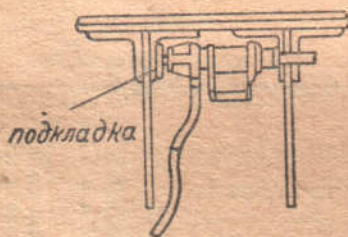


Рис. 84.

тельность, является машинная клепка при помощи клепальных машин, или, как их иначе называют, клепальных скоб.

Фотография такой скобы дана на рис. 85.

Принцип работы скобы заключается в том, что склепываемые элементы помещаются между губами машины так, чтобы заклепка пришлась между поддержкой А и обжимкой Б. После этого машина приводится в действие, в результате чего обжимка Б надавливает на стержень заклепки с такой силой, что осаживает его и сразу образует головку.

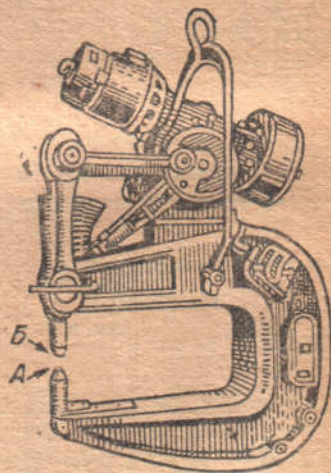


Рис. 85.



Давление, развиваемое машиной при диаметре заклепки 19 мм, составляет около 30 т. Производительность такой скобы равна 1200—1500 заклепкам в смену, т. е. в 4—5 раз больше, чем при пневматической клепке, и в 8—10 раз больше ручной.

В виду большого веса скобы (около 3 т) и необходимости ее непрерывного перемещения от одной заклепки к другой, клепальную машину обыкновенно подвешивают при помощи грузоподъемного блока к подвижной тележке, движущейся по подвесному пути вдоль стеллажей, на которых производится клепка.

Применение этих машин особенно выгодно при рядовой клепке и большом количестве заклепок.

Пользование скобами не применимо на монтаже конструкций, где необходимо клепать только монтажные стыки и где устройство сравнительно сложных приспособлений для обслуживания скобы не может себя оправдать.

Все перечисленные способы клепки требуют свободного доступа к заклепке с одной ее стороны, для возможности расклепки конца и образования головки, и достаточного места со стороны закладной головки для установки поддержки. Это обстоятельство надлежит иметь в виду при проектировании металлических конструкций и особенно при конструировании сложных узлов.

## 10. Разборка склепанных конструкций

После окончания клепки конструкции должны быть разобраны на части, допускающие их перевозку по железной дороге в пределах габарита. Для этой цели вынимают сборочные болты, поставленные в монтажных стыках, разбирают стыковые накладки и разъединяют элементы конструкций на отдельные части. Затем к разобранным частям конструкций снятые накладки, во избежание утери их, вновь прикрепляются несколькими болтами, после чего части готовы к окраске.

## 11. Окраска конструкций

Окраска конструкций производится для предохранения металла от атмосферных влияний и образования ржавчины. В процессе работы по изготовлению конструкций окраска производится в два приема.

До склепки отдельных элементов между собой плоскости соприкосновения этих элементов прокрашиваются один раз дешевой краской (чаще всего железным суриком) на олифе. Если окрашиваемые части покрыты ржавчиной, их предварительно очищают щетками из стальной проволоки. После склепки и разборки части окрашивают окончательно масляной краской в тот или иной цвет по указанию заказчика.

Для облегчения сортировки при установке частей на месте монтажа, все они после окраски на заводе, изготовляющем конструкции, маркируются, т. е. каждой части присваивается определенный номер



или буквенное обозначение. Марка эта наносится белой краской на видимом месте.

На этом заканчивается процесс изготовления конструкций на заводе.

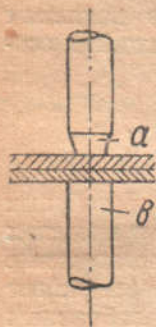
Остальные семь операций, следующие за изготовлением конструкций, перечисленные в начале четвертой главы, относятся к монтажу конструкций и изложены во второй части настоящего труда.

## 12. Сварка металлических конструкций

В последнее время сварка быстро завоевывает себе видное место в процессе изготовления металлических конструкций.

Развитие этого способа соединений надлежит отнести к моменту усовершенствования электрической дуговой сварки, впервые изобретенной инж. Славяновым в 1891 г.

В настоящее время для электросварки металлических конструкций применяются два способа: первый — сварка при помощи сопротивления, или *горячая сварка*, и второй — сварка при помощи вольтовой дуги, или *дуговая (холодная) сварка*.



Принцип сварки по первому способу заключается в следующем. Свариваемые элементы располагаются между двумя медными электродами *a* и *b* по рис. 86. Затем через эти электроды и зажатые между ними свариваемые элементы пропускается электрический ток очень большой силы, но малого напряжения (около 1000 ампер при напряжении 5—10 вольт). Когда проходящий через свариваемые элементы электрический ток нагреет материал до температуры белого каления, электроды *a* и *b* при помощи специального приспособления сжимают свариваемые части с большой силой.

Под влиянием этого давления материал сваривается, после чего ток прерывают, и сварка заканчивается.

Для осуществления непрерывной линии сварки электроды конструируются в виде роликов, медленно вращающихся и сжимающих материал с достаточной для сварки силой.

Электрический ток для питания такой сварочной машины получается от трансформатора, расположенного обычно в самой машине.

Во избежание чрезмерного нагрева электроды охлаждаются водой.

Продолжительность сварки зависит от толщины свариваемых частей; сварка двух листов толщиной по 10 мм требует около 20 сек., двух листов по 7 мм — около 15 секунд.

Основными недостатками сварки сопротивлением являются сложность машин, необходимых для этой работы, невозможность сварки сложных узловых соединений, доступ к которым затруднен, и сравнительно высокая стоимость в виду большого расхода тока.

Второй способ — сварка вольтовой дугой — отличается от первого тем, что соединяемый материал не прогревается по всей толщине, а получает нагрев лишь с поверхности, у места образования шва, причем металл доводится до состояния плавления. Принцип сварки по этому



способу состоит в том, что свариваемые элементы соединяются с одним полюсом динамомашинны или трансформатора, а другой полюс соединяется с металлическим электродом, служащим одновременно материалом для образования наплавленного шва (рис. 87).

Процесс сварки дугой ведется следующим образом. Приближая электрод к свариваемому месту, образуют между ними вольтовую дугу, расплавляющую как материал электрода, так и материал свариваемых элементов вблизи шва. Расплавленный материал электрода стекает на свариваемый элемент и образует сварочный шов.

Сила и напряжение электрического тока, которым пользуются при дуговой сварке, зависит от толщины свариваемых частей. Для металлических конструкций, в которых толщина свариваемого материала обычно составляет от 8 до 16 мм, пользуются током напряжением от 20 до 30 вольт и силой от 100 до 200 ампер.

Наивыгоднейшая сила тока и толщина электродов для различных швов даны в таблице на стр. 104.

Для дуговой сварки пользуются постоянным или переменным током. В первом случае источником тока является динамомашинна специального типа, дающая ток низкого напряжения, но большой силы. Обычно эта машинна приводится в движение от электромотора, соединенного непосредственно с валом динамомашинны.

Общий вид такого стационарного агрегата изображен на рис. 88. В тех случаях, когда электросварочный аппарат необходимо перемещать с места на место, например, при сварке монтажных стыков на установке, пользуются передвижными аппаратами (рис. 89).



Рис. 87.

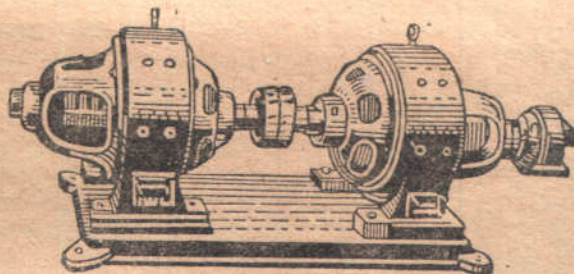
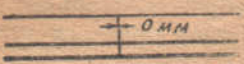



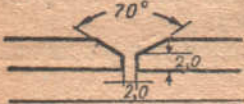



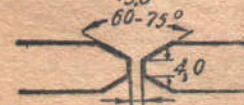
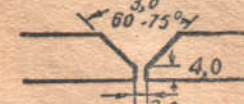


Рис. 88.

В этом аппарате весь электросварочный агрегат, включая измерительные приборы и пусковые приспособления, смонтирован на подвижной тележке.

Машины такого типа изготовляются обычно для одной горелки, т. е. для одновременной работы одного сварщика. На заводах, производящих большие электросварочные работы, употребляются иногда более мощные аппараты, рассчитанные на одновременную работу



Форма соединения	Толщина металла в мм	Диам. электродов в мм	Электроды			
			голые		обмазанные	
			вольт	ампер	вольт	ампер
	1,5	1	12—14	30—40	14—16	30—40
	2	2	14—16	40—60	16—18	40—60
	3	2	16—18	60—80	16—18	60—80
	4—6	3	16—18	80—100	18—20	70—90
	7—8	3	17—20	100—120	18—20	90—100
	9—10	4	17—20	120—140	18—21	100—120
	11—15	4	17—20	140—160	18—21	120—140
	16—20	5	18—20	160—180	20—22	140—160
	21—35	6	18—22	180—220	20—24	160—200
						



При одностороннем скосе  $h_1=1,2\delta$



При двухстороннем скосе  $h_1=1,3\delta$



нескольких сварщиков, однако такие машины менее экономичны (в смысле расхода электричества), чем индивидуальные аппараты.

Расход электроэнергии для сварки зависит от толщины свариваемых элементов, качества электрода и отчасти от равномерности

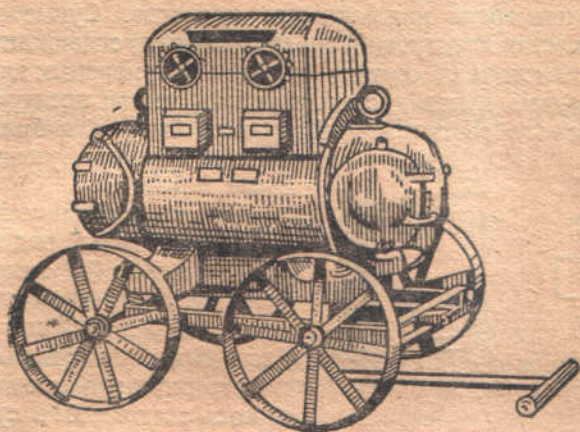
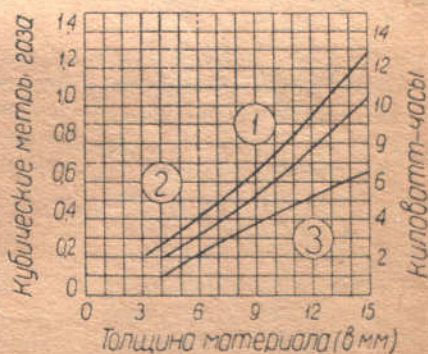


Рис. 89.

нагрузки агрегата. Приблизительный расход электроэнергии для индивидуального аппарата постоянного тока, а также сравнительный расход кислорода и ацетилена при автогенной сварке показаны в диаграмме на рис. 90.

Вторым типом электросварочных аппаратов являются аппараты, работающие переменным током. Эти агрегаты значительно проще аппаратов постоянного тока и построены по принципу обычного трансформатора. Внешний вид такого аппарата дан на рис. 91.

По объему эти аппараты значительно меньше и легче машин постоянного тока и приблизительно вдвое дешевле. Основной недостаток их заключается в том, что вольтова дуга, образующаяся во время сварки при переменном токе, значительно менее стойка, чем при постоянном, часто прерывается во время работы, что отражается на качестве сварного шва. Вследствие этого электросварочные аппараты трансформаторного типа нельзя рекомендовать для стационарных предприятий; они могут



Расход на 1 пог. м шва

- 1) ацетилена (м³)
- 2) кислорода (м³)
- 3) электрич. энергии (квт.ч.)

Рис. 90.



найти применение при монтаже конструкций, где портативность аппарата играет существенную роль.

Электродами для электросварки служит мягкая железная проволока различных диаметров (от 2 до 6 мм).

Прочность сварочного шва в значительной степени зависит от применения электрода надлежащего качества. Существенно, чтобы химический состав электрода (особенно процент содержания углерода) хорошо соответствовал составу металла свариваемых элементов. Поэтому необходимо иметь достаточное количество электродов различного химического состава, чтобы можно было подобрать электрод, вполне соответствующий свариваемому материалу.

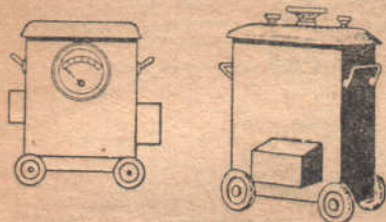


Рис. 91.

Сварка металлических конструкций имеет целый ряд преимуществ перед клепкой, заключающихся главным образом в снижении стоимости обработки материала при изготовлении и уменьшении веса конструкции; эти преимущества являются следствием отсутствия (при

сварных конструкциях) целого ряда дополнительных элементов, служащих для соединения между собой составных клепаных сечений и стержней (косынки, планки, поясные уголки и т. п.). Кроме того, сварные конструкции допускают применение таких видов поперечных сечений элементов, которые нельзя осуществить при клепке и которые дают более выгодное распределение материала, а следовательно и уменьшение веса и удешевление конструкций<sup>1</sup>. В дальнейшем, при изложении правил проектирования элементов металлических сооружений, мы коснемся как клепаных, так и сварных соединений и сечений.

<sup>1</sup> Наконец, сварные конструкции не ослаблены заклепочными отверстиями, что позволяет в растянутых стержнях уменьшать поперечные сечения элементов, а, стало быть, и вес конструкции.



**СПОСОБЫ СОЕДИНЕНИЯ ЭЛЕМЕНТОВ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ  
КОНСТРУКЦИЙ****1. Заклепочные соединения****а) Размеры заклепок**

Как уже сказано выше, металлические конструкции образуются путем соединения между собой отдельных профилей железа для образования сечений больших или меньших размеров и соединения отдельных элементов в местах их пересечений (узловые соединения).

Самым распространенным способом соединений элементов конструкций до сего времени являются заклепки.

При изготовлении металлических конструкций пользуются заклепками диаметром от 9,5 мм до 25 мм; большие диаметры употребляются в мостах, доменных печах, гидротехнических сооружениях и т. п. специальных сооружениях. Выбор диаметра заклепки зависит, с одной стороны, от размеров склепываемых элементов (ширины и толщины их), с другой — от усилий, действующих в заклепочном соединении. Максимальные допускаемые диаметры отверстий для заклепок, в зависимости от размеров профилей, указаны ниже в параграфе «Размещение заклепок».

При выборе размера заклепок следует стремиться к тому, чтобы диаметр заклепок в отдельных элементах конструкций был одинаков. Обстоятельство это имеет большое значение при изготовлении конструкций и в особенности при продавке дыр.

Если в каждом отдельном элементе (уголке, швеллере, листе и т. п.) все отверстия имеют одинаковый диаметр, продавливание всех дыр осуществляется на одном прессе и без перестановки матрицы и пуансона. Если же дыры в одном элементе запроектированы разных диаметров, то обработка такой части должна производиться на нескольких станках или на одном станке, но с переменной пуансона, что значительно затрудняет и удорожает производство. Кроме того, многообразие диаметров заклепок усложняет работу по подметке, сборке и клепке, удорожая таким образом весь процесс изготовления.

Согласно действующим нормам в отдельных частях конструкций допускается применение не больше двух диаметров заклепок.

Длина стержня заклепки зависит от толщины склепываемых элементов и количества их. На образование заклепочной головки требуется длина, равная полуторному диаметру стержня; кроме того,





Рис. 92.

Таблица 33

Заклепки с полукруглой головкой диаметром от 10 до 38 мм

[ОСТ 301 (рис. 92)]

Диаметр непоставленной заклепки		9,5	11,5	13,5	16,5	19	22	25	28	31	34	37
Допускаем, отклонения в диам. заклепок	$d_{наиб}$	9,6	11,6	13,6	16,6	19,4	22,4	25,4	28,4	31,4	34,4	37,4
	$d_{наим}$	9,3	11,3	13,3	16,3	18,9	21,9	24,9	27,9	30,9	33,6	36,6
Размеры головки	$D$	17	21	24	29	34	39	44	50	55	60	65
	$h$	6	8	9	10	12	14	16	18	20	22	24
	$R$	9	11	12,5	15,5	18	20,5	23	26	29	32	34
	$r \leq$	0,5	0,5	0,5	1	1	1	1	1,5	1,5	1,5	1,5
Диаметр отвер. под заклепку		10	12	14	17	20	23	26	29	32	35	38
Длина заклепки	20	—	—	—	40	—	—	—	—	—	—	—
	22	—	—	—	42	—	—	—	—	—	—	—
	24	24	—	—	45	—	—	—	—	—	—	—
	26	26	—	—	48	48	—	—	—	—	—	—
	28	28	28	—	50	50	—	—	—	—	—	—
	30	30	30	—	52	52	52	—	—	—	—	—
	32	32	32	—	55	55	55	—	—	—	—	—
	35	35	35	35	58	58	58	—	—	—	—	—
	38	38	38	38	60	60	60	60	—	—	—	—
	40	40	40	40	65	65	65	65	65	—	—	—
	42	42	42	42	70	70	70	70	70	70	—	—
	45	45	45	45	75	75	75	75	75	75	75	—
	48	48	48	48	80	80	80	80	80	80	80	80
	50	50	50	50	85	85	85	85	85	85	85	85
	52	52	52	52	90	90	90	90	90	90	90	90
	55	55	55	55	95	95	95	95	95	95	95	95
	58	58	58	58	100	100	100	100	100	100	100	100
	60	60	60	60	110	110	110	110	110	110	110	110
	65	65	65	65	120	125	120	120	120	120	120	120
	70	70	70	70	130	130	130	130	130	130	130	130
75	75	75	75	140	140	140	140	140	140	140	140	
—	—	80	80	150	150	150	150	150	150	150	150	
—	—	85	85	—	160	160	160	160	160	160	160	
—	—	90	90	—	170	170	170	170	170	170	170	
—	—	95	95	—	180	180	180	180	180	180	180	
—	—	100	100	—	—	—	—	—	—	190	190	
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	200	200	

1. Материал — железо (сталь).

2. В случае крайней необходимости применять заклепки, длины которых не содержатся в данной таблице, рекомендуется для заклепок длиной до 100 мм включительно выбирать длины из ряда целых чисел с окончанием на 2, 5 и 8, а для заклепок длиной свыше 100 мм — с окончанием на 5 и нуль.

3. Конусность на стержне допускается на длине 50 мм, считая от конца стержня.

4. Пример обозначения заклепки железной с полукруглой головкой диаметром 22 мм, длиной 110 мм: заклепка полукруглая железная 22×110 ОСТ 301.



Заклепки с потайной головкой диаметром от 10  
до 38 мм [ОСТ 302 (рис. 93)]

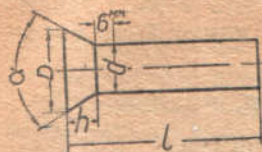


Рис. 93.

Диаметр непоставленной заклепки	9,5	11,5	13,5	16,5	19	22	25	28	31	34	37	
Размер головки	α	75°			60°			45°				
		D	15,2	18,5	22	25	30	35	39,5	39,6	44	48
	h	3,8	4,6	5,4	7,5	9,5	11	12,5	14	15,5	17	18,5
Диаметр отверстия под заклепку	10	12	14	17	20	23	26	29	32	35	38	
Длина заклепки	26	—	—	—	48	—	—	—	—	—	—	
	28	—	—	—	50	—	—	—	—	—	—	
	30	30	—	—	52	—	—	—	—	—	—	
	32	32	—	—	55	55	—	—	—	—	—	
	35	35	35	—	58	58	—	—	—	—	—	
	38	38	38	—	60	60	60	—	—	—	—	
	40	40	40	—	65	65	65	—	—	—	—	
	42	42	42	42	70	70	70	—	—	—	—	
	45	45	45	45	75	75	75	75	—	—	—	
	48	48	48	48	80	80	80	80	80	—	—	
	50	50	50	50	85	85	85	85	85	85	—	
	52	52	52	52	90	90	90	90	90	90	90	
	55	55	55	55	95	95	95	95	95	95	95	
	58	58	58	58	100	100	100	100	100	100	100	
	60	60	60	60	110	110	110	110	110	110	110	
	65	65	65	65	120	120	120	120	120	120	120	
	70	70	70	70	130	130	130	130	130	130	130	
	75	75	75	75	140	140	140	140	140	140	140	
	—	—	80	80	150	150	150	150	150	150	150	
	—	—	85	85	—	160	160	160	160	160	160	
—	—	90	90	—	170	170	170	170	170	170		
—	—	95	95	—	180	180	180	180	180	180		
—	—	100	100	—	—	—	—	—	—	190	190	
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	200	200	

1. Материал — железо (сталь).

2. В случае крайней необходимости применять заклепки, длины которых не содержатся в данной таблице, рекомендуется для заклепок длиной до 100 мм включительно выбирать длины из ряда целых чисел с окончанием на 2, 5 и 8, а для заклепок длиной свыше 100 мм — с окончанием на 5 и нуль.

3. Конусность на стержне допускается на длине 50 мм, считая от конца стержня.

4. Допускаемые отклонения в диаметре заклепки — см. ОСТ 301.

5. Пример обозначения заклепки железной с потайной головкой диаметром 22 мм, длиной 110 мм: заклепка потайная железная 22×110 ОСТ 302.



на каждый склепываемый элемент следует прибавить 1 мм. Таким образом длина стержня заклепки в миллиметрах может быть определена по формуле:

$$l = \delta_1 + \delta_2 + \dots + \delta_n + 1,5d + n,$$

где  $\delta_1, \delta_2, \delta_3, \dots, \delta_n$  — толщины склепываемых листов (мм),  
 $n$  — число листов,  
 $d$  — диаметр заклепки (мм).

Полученная таким образом длина стержня заклепок округляется в сторону увеличения до ближайшего размера, имеющегося в сортаменте заклепок по ОСТ (таблицы 38 и 39).

Длина стержня заклепки должна быть такой, чтобы общая толщина склепки не превышала 4,5 диаметра заклепки.

Форма заклепочных головок, употребляемых в металлических конструкциях, бывает двух родов: нормальная полукруглая головка и потайная головка.

Заклепки с потайными головками применяются в тех случаях, когда требуется, чтобы головка заклепки не возвышалась над поверхностью склепываемых элементов.

Сортамент заклепок, изготовляемых на заводах СССР, для диаметров от 10 мм до 38 мм с указанием допусков и необходимого диаметра отверстия приведен в таблицах 38 и 39, вес 100 штук заклепок для диаметров от 9,5 до 25 мм дан в таблице 40.

Таблица 40

Вес 100 заклепок с нормальными головками (кг)

Диаметр \ Длина	9,5	11,5	13,5	16,5	19	22	25
26	2,17	—	—	—	—	—	—
30	2,47	3,06	4,46	—	—	—	—
35	2,78	3,47	4,96	8,04	—	—	—
40	3,09	3,87	5,46	8,83	13,01	—	—
45	3,40	4,28	5,96	9,62	14,12	—	—
50	3,71	4,69	6,46	10,41	15,24	21,32	—
55	—	5,10	6,96	11,20	16,35	22,81	31,48
60	—	5,50	7,46	11,99	17,47	24,20	33,47
65	—	—	7,96	12,78	18,58	25,79	35,46
70	—	—	8,46	13,57	19,70	27,28	37,45
75	—	—	—	14,36	20,81	28,77	39,44
80	—	—	—	15,15	21,93	30,26	41,43
85	—	—	—	15,94	23,04	31,75	43,42
90	—	—	—	16,73	24,16	33,24	45,41
95	—	—	—	—	25,27	34,73	47,40
100	—	—	—	—	26,39	36,22	49,39
110	—	—	—	—	—	39,20	53,37
120	—	—	—	—	—	42,18	57,35
130	—	—	—	—	—	45,16	61,33
140	—	—	—	—	—	48,14	65,31
150	—	—	—	—	—	51,12	69,29



## б) Расчет заклепочных соединений при действии продольных сил

Переходя к расчету заклепочных соединений, рассмотрим последовательно различные случаи действия сил и способы соединения.

Положим, что требуется рассчитать заклепочное соединение, изображенное на рис. 94.

Расчет заклепочного соединения сводится к определению количества заклепок, необходимых для сопротивления силе  $P$ , действующей вдоль листов и стремящейся разорвать соединение.

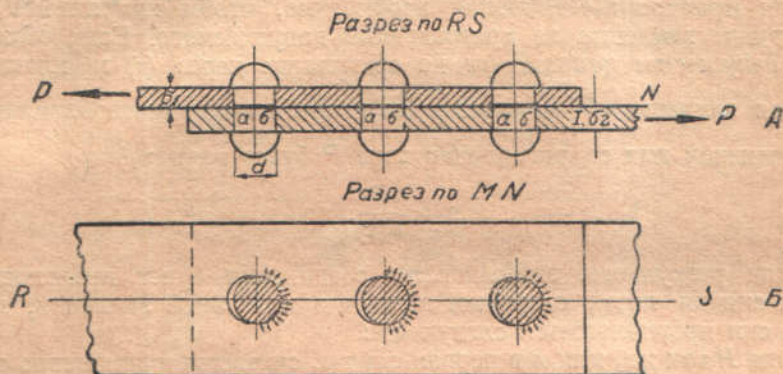


Рис. 94.

Разрушение заклепочного соединения может произойти двумя способами: либо заклепки *срезаются* по плоскостям  $a - b$ , показанным толстыми линиями на рис. 94, А, либо заклепки останутся целыми, но начнет разрушаться материал одного из листов (очевидно, более тонкого) под влиянием давления стержня заклепки на края дыр (рис. 94, Б, радиальные стрелки), в силу чего края листа возле заклепки начнут *сминаться*. Первый случай разрушения называется *срезыванием* заклепочного соединения, второй — *смятием*.

Рассмотрим сначала первый случай. При расчете распределение внутренних напряжений срезывания по сечению  $a - b$  заклепок предполагается равномерным по всей площади этого сечения. Равным образом сила  $P$ , стремящаяся разорвать соединение, считается распределяющейся поровну между всеми заклепками соединения. Силами трения, возникающими между листами при охлаждении заклепок, пренебрегают<sup>1</sup>.

<sup>1</sup> Сила трения, возникающая между склепанными элементами, вызываемая сжатием этих элементов, вследствие укорочения стержней заклепок при их охлаждении, очень велика. При хорошем качестве клепки эта сила оказывается обычно больше расчетного усилия, допускаемого на заклепочное соединение; таким образом фактически заклепки не подвергаются ни срезыванию, ни смятию. Однако такое явление имеет место только в новых конструкциях и притом при отсутствии в них резких согражений. Со временем, по мере работы сооружения и в особенности под влиянием ударов, заклепочные соединения постепенно расстраиваются: в соединениях происходят сдвиги, и заклепки начинают работать на срезывание и смятие.



□ При сделанных допущениях сопротивление заклепок перерезыванию и внешняя сила  $P$  должны быть связаны таким уравнением:

$$P = \frac{\tau d^2}{4} n \tau_1,$$

где  $d$  — диаметр стержня заклепки (после расклепки или, что все равно, диаметр отверстия)<sup>1</sup>;

$n$  — количество заклепок в стыке;

$\tau_1$  — срезающее напряжение в сечении  $a - b$  заклепки.

Для прочности соединения необходимо, чтобы напряжение на срезывание заклепки не превосходило допускаемого. Если обозначить *допускаемое напряжение* на срезывание через  $(\tau)$  и площадь сечения заклепки  $\frac{\pi d^2}{4}$  через  $\omega$ , то потребное количество заклепок в соединении для сопротивления силе  $P$  будет равно:

$$n = \frac{P}{\omega(\tau)}. \quad (1)$$

Если разрушение заклепочного соединения будет происходить путем смятия листа стержнем заклепки или самой заклепки, действие сил предполагается следующее:

Сила  $P$  так же, как и в первом случае, считается равномерно распределяющейся между всеми заклепками соединения; величина наибольшего напряжения смятия считается равной силе, действующей на одну заклепку, поделенной на условную площадь смятия, равную произведению диаметра стержня заклепки на толщину сминаемого листа. При сделанных допущениях и принятых выше обозначениях должно иметь место уравнение:

$$P = \delta_1 d n \sigma_m,$$

где  $\delta_1$  — толщина самого тонкого листа;

$\sigma_m$  — сминающее напряжение.

Для прочности соединения так же, как и в первом случае, необходимо, чтобы напряжение смятия не превосходило допускаемого. Тогда если *допускаемое напряжение смятия* обозначить через  $(\sigma_m)$ , потребное количество заклепок в соединении для сопротивления силе  $P$  составит:

$$n = \frac{P}{\delta_1 d (\sigma_m)}. \quad (2)$$

Количество заклепок в заклепочном соединении определяется на срезывание и на смятие по формулам (1) и (2), причем оно берется с округлением в сторону увеличения до ближайшего целого числа.

Рассмотренное заклепочное соединение является простейшим. В практике узловых и стыковых соединений встречаются такие ком-

<sup>1</sup> Следует иметь в виду, что в дальнейшем, при расчете всех видов заклепочных соединений, надлежит принимать за расчетный диаметр диаметр заклепочного отверстия, а не диаметр стержня заклепки до ее расклепки, который, как указано выше, несколько меньше диаметра отверстия.



бинации взаимного расположения элементов, при которых срезывание или смятие может происходить в каждой заклепке по нескольким плоскостям.

На рис. 95 показано заклепочное соединение, разрушение которого под действием силы  $P$  может произойти либо путем срезывания каждой заклепки по двум плоскостям  $ab$  и  $ab$  (показанным на рисунке толстыми линиями), либо путем смятия среднего листа толщиной  $\delta_1$ , стержнем заклепок по площади  $aa$  (показанным на рисунке двойными линиями). Такие заклепки называются двусрезными.  $\Gamma$

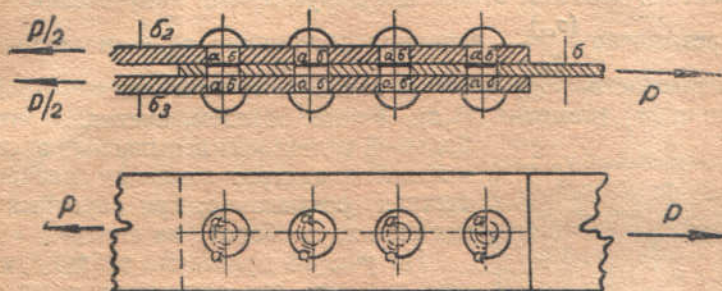


Рис. 95.

Рассуждая аналогично предыдущему, легко показать, что потребное количество заклепок в этом случае при прежних обозначениях определится формулами:  $\Gamma$

$$n = \frac{P}{2a(\tau)} \quad (3)$$

либо

$$n = \frac{P}{\delta_1 d(\sigma_m)} \quad (4)$$

Разумеется, если бы толщина среднего листа  $\delta_1$  была больше суммы толщин наружных листов  $\delta_2 + \delta_3$ , то опасным местом в заклепочном соединении было бы смятие наружных листов, и в формуле (4) вместо  $\delta_1$  надо было бы подставить меньшую величину, равную  $\delta_2 + \delta_3$ .

Легко себе представить соединение, в котором будет иметь место перерезывание заклепок по трем плоскостям, а смятие по двум и т. д. На рис. 96 дана схема соединения с тройным перерезыванием, а на рис. 97 — с перерезыванием по четырем плоскостям.



Рис. 96.

Рис. 97.

Количество площадей смятия в каждой заклепке в двух последних случаях равно 2.

Из изложенного следует, что при расчете заклепочного соединения необходимо определить потребное количество заклепок на случай срезывания и смятия и взять большее число. Практически чаще всего приходится иметь дело с заклепочными соединениями по схеме



рис. 94 и 95, т. е. работающими на одиночное или двойное перерезывание.

Потребное количество заклепок для этих случаев определяется соответственно формулами (1)—(2) и (3)—(4). Анализ этих формул показывает, что количество заклепок по срезыванию или смятию зависит от соотношения знаменателей в этих уравнениях. Так, для односрезных заклепок в случае  $\omega(\tau) = \delta_1 d(\sigma_m)$  количество их при расчете по смятию и по срезыванию получается одинаковым. Если  $\omega(\tau) < \delta_1 d(\sigma_m)$ , расчет надо вести по срезыванию; если же наоборот, то по смятию. Так как отношение допускаемых напряжений на смя-

тие и срезывание  $\frac{(\sigma_m)}{(\tau)}$  — величина постоянная, то окончательное решение неравенства  $\omega(\tau) < \delta_1 d(\sigma_m)$  зависит от соотношения площадей срезывания ( $\omega$ ) и смятия ( $\delta_1 d$ ). Таким образом, очевидно, что при

большой толщине склепываемых элементов и малых диаметрах заклепок расчет надо вести на срезывание; при обратных соотношениях, наоборот, на смятие.

На рис. 98 приведена таблица, в которой указаны эти соотношения употребительных диаметров и толщин для заклепочного соединения с рассверленными дырами и при нормальном качестве клепки (см. нормы допускаемых напряжений).

В тех случаях, когда заклепочное соединение с заклепками, работающими на двойное или одиночное перерезывание, по диаметру заклепок и толщине соответствует левой нижней части таблицы (с вертикальной штриховкой), расчет надо вести на срезывание.

Правая верхняя часть таблицы соответствует случаю, когда расчет ведут по смятию. Для случаев, отвечающих средней

части таблицы (незаштрихованной), расчет надо вести на срезывание в случае односрезных заклепок и на смятие в случае двусрезных.

Изложенный способ расчета заклепочного соединения носит название расчета по усилию, так как количество заклепок определяется усилием  $P$ , стремящимся разорвать соединение.

Более простым способом является так называемый расчет по сечению приклепываемого элемента.

Принцип этого способа заключается в том, что соединение рассчитывают не по фактически действующему усилию в данном элементе, а по максимальному усилию, которое этот элемент может воспринять, исходя из площади его поперечного сечения и допускаемого напряжения.

Таким образом расчет в этом случае ведется по усилию  $P$ , равному  $\Omega(\sigma)$ , где  $\Omega$  — расчетная площадь поперечного сечения приклеи-

Диаметр отверстия $d$ (мм)	Толщина (мм)										
	10	12	14	17	20	23	26	29	32	35	38
6											
7											
8											
9											
10											
11											
12											
13											
14											
15											
16											
17											
18											
19											
20											
21											
22											

Рис. 98.



ваемого стержня, а  $(\sigma)$  — допускаемое напряжение в стержне. Тогда, на основании формулы (1) для случая срезывания должно быть справедливо уравнение:

$$n\omega(\tau) = \Omega(\sigma),$$

откуда

$$n = \Omega \frac{(\sigma)}{(\tau)} \text{ или } n = \Omega \frac{(\sigma)}{(\tau)} \frac{4}{\pi d^2}. \quad (5)$$

Отношение  $\frac{(\sigma)}{(\tau)}$  постоянно и для случая обычной (ручной и пневматической) клепки равно 1,27.

Обозначая  $\frac{(\sigma)}{(\tau)} \frac{4}{\pi d^2}$  через  $\mu_1$ , получаем, что количество заклепок в соединении равно площади поперечного сечения элемента, умноженной на коэффициент  $\mu_1$ . Коэффициент этот, в виду постоянства отношения  $\frac{(\sigma)}{(\tau)}$ , зависит только от диаметра заклепки  $d$  и может, следовательно, быть заранее вычислен для различных диаметров заклепок. В случае двойного перерезывания коэффициент этот, очевидно, уменьшается вдвое.

Рассуждая аналогично предыдущему, при расчете по смятию и прежних обозначениях, получим уравнение:

$$n\delta_1 d(\sigma_m) = \Omega(\sigma),$$

откуда

$$n = \Omega \frac{(\sigma)}{(\sigma_m)\delta_1 d}. \quad (6)$$

Отношение  $\frac{(\sigma)}{(\sigma_m)}$  постоянно и равно 0,5; таким образом величина  $\frac{(\sigma)}{(\sigma_m)\delta_1 d}$ , обозначаемая коэффициентом  $\mu_2$ , зависит только от толщины склепываемых частей и диаметра заклепки. Значения коэффициентов  $\mu_1$  и  $\mu_2$  приведены в таблицах 41 и 42.

Таблица 41

Коэффициенты  $\mu_1$  на срезывание, соответствующие условию

$$(\tau) : (\sigma) = 0,8$$

$d$ — диаметр отверстия для заклепки (мм)	10	12	14	17	20	23	26	29
$\mu_1$	1,68	1,13	0,82	0,56	0,41	0,31	0,24	0,20

При расчете заклепочных соединений по сечению следует помнить, что за  $\Omega$  надлежит принимать расчетную площадь, т. е. площадь нетто (с вычетом ослабления отверстиями заклепок) или брутто — в зависимости от того, по какой из этих площадей подобрано сечение



Коэффициенты  $\mu_2$  на смятие, соответствующие условию

$$(\sigma_m) : (\sigma) = 2$$

Наименьшая толщина (мм)	Диаметр $d$							
	10	12	14	17	20	23	26	29
6	0,83	0,70	0,60	0,49	0,42	0,36	0,32	0,29
7	0,72	0,60	0,51	0,42	0,36	0,31	0,28	0,25
8	0,63	0,52	0,45	0,37	0,31	0,27	0,24	0,22
9	0,56	0,46	0,40	0,33	0,28	0,24	0,21	0,19
10	0,50	0,42	0,36	0,29	0,25	0,22	0,19	0,17
11	0,45	0,38	0,33	0,27	0,23	0,20	0,17	0,16
12	0,42	0,35	0,30	0,25	0,21	0,18	0,17	0,14
13	0,39	0,32	0,27	0,23	0,19	0,17	0,15	0,13
14	0,36	0,30	0,26	0,21	0,18	0,16	0,14	0,12
15	0,33	0,28	0,24	0,20	0,17	0,14	0,13	0,11

стержня. Равным образом, если стержень подобран по сжимающему усилию, с учетом коэффициента  $\varphi$ , уменьшения допускаемого напряжения от влияния продольного изгиба, то при определении количества заклепок расчетную площадь следует помножить на этот коэффициент. Более подробно вопрос о расчетной площади сечения и нахождения коэффициента  $\varphi$  освещен в соответствующих главах, касающихся подбора сечений сжатых и растянутых элементов.

Описанные выше способы определения потребного количества заклепок в соединении применимы в тех случаях, когда все заклепки работают одинаково, т. е. все являются односрезными, двусрезными и т. д. В практике встречаются случаи, когда часть заклепок соединения работает на одиночное перерезывание и должна быть рассчитана на срез, а часть заклепок работает на двойное перерезывание и должна рассчитываться на смятие. В этих случаях определение простыми вычислениями (по усилию или сечению) потребного количества заклепок невозможно, так как до конструктивного размещения заклепок в соединении нельзя установить, сколько заклепок будет работать на срез и сколько на смятие. В таких случаях расчет ведут по способу последовательного приближения. Сначала определяют приблизительно потребное количество заклепок по усилию, исходя из работы заклепок на простое или двойное перерезывание смотря по тому, каких заклепок будет больше. Затем размещают заклепки в соединении, руководствуясь конструктивными соображениями, изложенными ниже; в результате выясняется, сколько заклепок и как работают. После этого проверяют, достаточно ли принятое число заклепок, суммируя сопротивление каждой группы заклепок, работающих одинаково.

Общее сопротивление заклепок должно быть больше или равно действующему усилию.



Если принятое количество окажется недостаточным, прибавляют заклепок того или иного рода, пока сопротивление всего соединения будет отвечать указанному выше условию.

Следует иметь в виду, что при проектировании и расчете металлических конструкций в большинстве случаев не представляется возможным определить размеры отдельных элементов непосредственным вычислением, исходя из действующих сил. Почти всегда приходится пользоваться последовательными приближениями, подбирая приблизительно, тем или иным способом, размеры элементов и затем определяя возникающие в них напряжения и сравнивая их с допускаемыми.

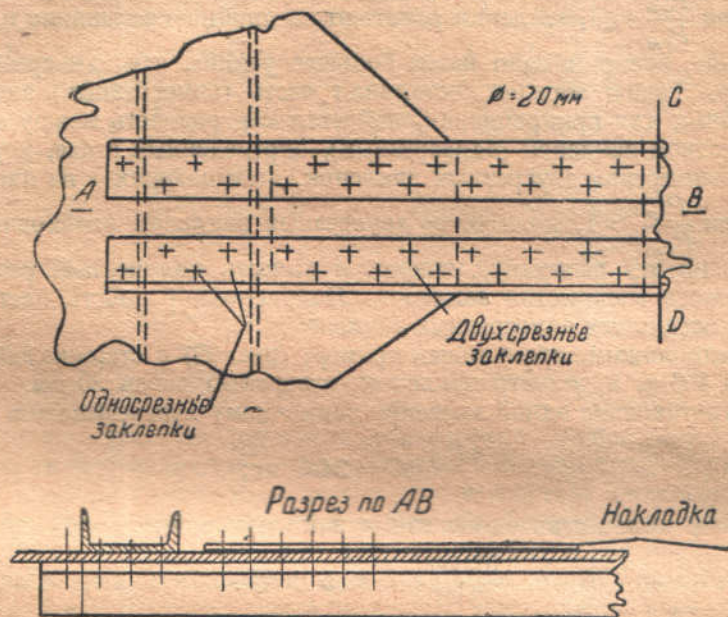


Рис. 99.

Образец такого сложного заклепочного соединения показан на рис. 99.

Стержень, состоящий из полосы шириной 400 мм, толщиной 12 мм и двух уголков размерами  $150 \times 150 \times 12$ , приклепывается к фасонному листу.

Как видно из рисунка, прикрепление осуществлено уголками, протянутыми на фасонный лист, и накладкой, перекрывающей стык полосы в месте ее соединения с фасонным листом. Очевидно, что в этом соединении 12 заклепок, изображенных крестом с оттенением, работают на двойное перерезывание, а 8 остальных — на одиночное.

Для того, чтобы узнать потребное количество заклепок в этом случае можно рекомендовать такой способ. Сначала нужно определить количество односрезных заклепок, необходимых для прикрепления всех элементов стержня (исходя из максимального усилия или сече-



ния), затем разместить максимально возможное количество заклепок в той части соединения, где заклепки работают как двусрезные (в нашем случае на накладке), выяснить, работают ли эти заклепки на срезывание или смятие, для чего составить отношение величин:  $\frac{P_{ср}}{P_{с.м}}$ , где  $P_{ср}$  и  $P_{с.м}$  — соответственно сопротивления одной заклепки двойному перерезыванию и смятию, т. е.

$$\frac{P_{ср}}{P_{с.м}} = \frac{\pi d^2 \cdot 2 \cdot (\tau)}{4d\delta(\sigma_m)} = \frac{0,628d^1}{\delta}$$

Если  $\frac{P_{ср}}{P_{с.м}} < 1$ , заклепки работают на двойное срезывание и, следовательно, воспринимают вдвое большее усилие, чем односрезные заклепки. Таким образом оставшая часть (односрезных) заклепок, потребных для прикрепления, найдется как разность между полным количеством заклепок (односрезных), определенным выше, и удвоенным количеством двусрезных заклепок, помещающихся на накладке.

Если  $\frac{P_{ср}}{P_{с.м}} > 1$ , количество двусрезных заклепок необходимо разделить на эту величину, удвоить и вычесть полученный результат из полного количества заклепок. Полученная разность даст количество остальных односрезных заклепок.

Предположим, что в нашем примере (рис. 99) в стержне действует сила в 105 т, а диаметр заклепок (отверстий) равен 20 мм.

Сопротивление одной заклепки одиночному перерезыванию равно:

$$\frac{\pi d^2}{4} 1100 = 3450 \text{ кг;}$$

потребное количество односрезных заклепок равно:

$$\frac{105000}{3450} = 30,5 \text{ штук.}$$

На накладке (с одной стороны стыка) размещается 12 заклепок (двусрезных). Отношение:

$$\frac{P_{ср}}{P_{с.м}} = \frac{0,628 \times 2,0}{1,2} = 1,05 > 1;$$

следовательно, 12 двусрезных заклепок будут эквивалентны:

$$\frac{12,0}{1,05} \times 2 = 22,9 \text{ односрезных,}$$

и необходимое число остальных односрезных заклепок, которые должны быть размещены на уголках (вне накладки), составит:

$$30,5 - 22,9 = 7,6 \text{ шт., принято 8 шт.}$$

Пользуясь изложенными выше способами, определяют количество заклепок, необходимых для прочности того или иного соединения.

<sup>1</sup> Как известно из главы о допускаемых напряжениях,  $(\tau) = 0,8(\sigma)$ , а  $(\sigma_m) = 2(\sigma)$ , где  $(\sigma)$  — основное допускаемое напряжение.



## в) Размещение заклепок

Следующей задачей после определения потребного количества заклепок является их размещение.

При размещении заклепок во всякого рода соединениях, работающих на продольную силу, руководствуются следующими основными положениями: 1) возможно меньшим ослаблением элемента заклепочными отверстиями; 2) по возможности симметричным размещением заклепок относительно линии действия силы или оси центра тяжести сечения; 3) таким расположением заклепок, при котором усилие распределялось бы между ними равномерно.

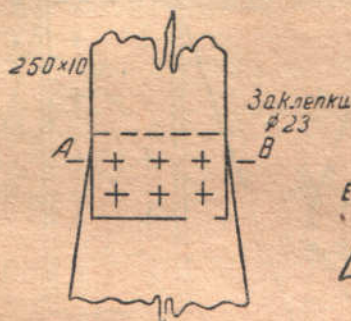


Рис. 100.

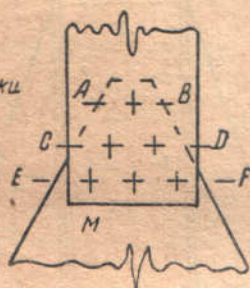


Рис. 101.

Условие первое диктует такое размещение заклепок, при котором в одном поперечном сечении каждого элемента приходилось бы возможно меньшее количество заклепочных отверстий; например, в случае прикрепления полосы, требующей 6 односрезных заклепок, размещение заклепок по рис. 100 хуже, чем размещение по рис. 101.

В самом деле, при размещении заклепок по рис. 100 полоса ослаблена в сечении  $AB$  тремя отверстиями, что при указанных на рисунке размерах дает ослабление сечения полосы  $\frac{2,3 \times 3}{25} \times 100 = 27,6\%$ .

При размещении заклепок по рис. 101 полоса в сечении  $AB$  ослаблена только одним отверстием или всего на  $\frac{2,3}{25} \times 100 = 9,2\%$ .

В сечении  $CD$ , где расположены две заклепки, часть усилия полосы уже передалась листу  $M$  (через первую заклепку) и, следовательно, ослабление полосы уже не играет роли. Такое же положение имеет место в отношении сечения  $EF$ .

Аналогичный пример показан на рис. 102 и 103.

Надлежит приклепать швеллер, для прикрепления которого требуется 9 заклепок.

Расположение заклепок по рис. 102 целесообразнее, чем по рис. 103, так как, с одной стороны, сечение швеллера ослабляется только одной заклепкой, с другой, общее количество заклепок, при этом расположении, равно 9, что соответствует расчету; во втором же случае,



из соображений симметрии, приходится ставить 10 заклепок и, кроме того, имеет место ослабление двумя отверстиями.

Второе условие (симметричное расположение заклепок относительно линии действия силы) диктуется соображениями центральной передачи усилия приклепываемому элементу. Так как усилие через заклепочное соединение передается равномерно через каждую заклепку, то линия передачи силы от заклепок к элементу, очевидно, совпадает с равнодействующей сил сопротивления каждой заклепки в отдельности.

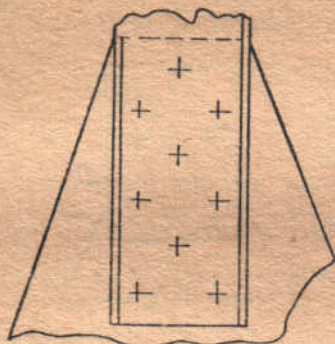


Рис. 102.

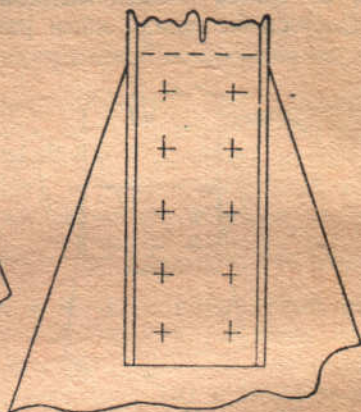


Рис. 103.

Например, в случае несимметричного прикрепления швеллера № 18 к фасонному листу  $M$  (см. рис. 104), равнодействующая сопротивления всех 7 заклепок (при принятых выше допущениях о равномерном распределении силы между всеми заклепками), очевидно, будет направлена по линии  $AB$ . Равнодействующая же напряжений в швеллере или усилие, передаваемое на узел, очевидно, будет действовать по оси швеллера.

Рассматривая работу элемента в сечении  $CD$ , приходим к выводу, что в этом случае, помимо нормальных напряжений от действия растягивающей силы  $P$ , будут происходить дополнительные напряжения от изгибающего момента, как следствие пары сил  $P$  с плечом  $L$ .

Симметричное расположение заклепок относительно оси стержня исключает появление указанных выше дополнительных напряжений от момента. В случае, если приклепываемый элемент имеет несимметричное поперечное сечение, то за ось его принимают линию, проходящую через центр тяжести площади поперечного сечения элемента, и располагают заклепки по возможности симметрично относительно этой оси.

Третье условие требует такого размещения заклепок, чтобы усилие распределялось между ними равномерно; достигается это размещением заклепок на равных расстояниях друг от друга и равномерным распределением по всей площади прикрепления элемента. Последнее условие несколько противоречит первому (возможно меньшее



ослабление). Так, в прикреплениях по рис. 100 и 101 расположение заклепок по рис. 100 дает, очевидно, более равномерное распределение напряжений между заклепками, чем по рис. 101, с точки же зрения ослабления сечения отверстиями второе расположение предпочтительнее.

Однако следует отдать предпочтение второму расположению, во избежание слишком большого увеличения сечения элемента.

Кроме указанных выше соображений, которыми следует руководствоваться при размещении заклепок, установлены нормы наименьших и наибольших расстояний между

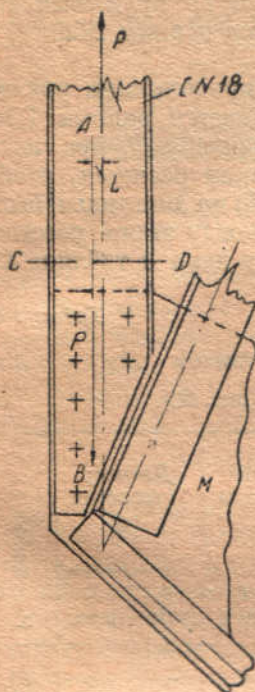


Рис. 104.

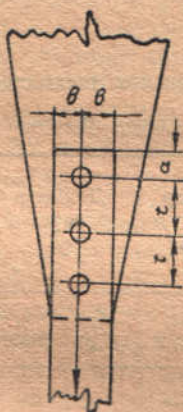


Рис. 104а.

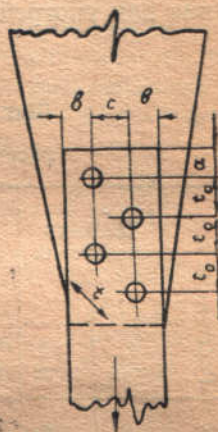


Рис. 104б.

центрами заклепок (так называемый шаг заклепок), а также наименьших и наибольших расстояний от центра заклепки до краев приклепываемых элементов.

Наименьшие расстояния установлены нормами по ослаблению материала соединяемых элементов; наибольшие диктуются необходимостью плотного прилегания элементов друг к другу. При слишком большом расстоянии между заклепками или от центра заклепки до краев склепываемых элементов между склепываемыми частями могут возникнуть щели, что особенно опасно для сооружений, подвергающихся атмосферным влияниям, так как наличие щелей способствует образованию ржавчины.

Нормы этих расстояний следующие.

Минимальный шаг заклепок  $t$  (рис. 104а) принимается равным  $3d$ , где  $d$  — диаметр отверстия.

Нормальный шаг заклепок равен  $4d$ .

Максимальный шаг заклепок принимается не более  $8d$  в сжатых элементах и  $12d$  в растянутых, но во всяком случае не более 16-кратной толщины самого тонкого из склепываемых листов.



Минимальное расстояние  $a$  от оси заклепки до края элемента по направлению действия силы принимается равным  $2d$ .

Максимальное расстояние  $a$  и  $b$  (рис. 104а) принимается равным  $8\delta$ , где  $\delta$  — наименьшая толщина наружного склепываемого элемента.

Минимальное расстояние  $b$  от оси заклепки до края элемента перпендикулярно к действию силы и принимается равным  $1,5d$ .

Нормальное расстояние  $b$  равно  $2d$ .

Минимальное расстояние  $c$  (рис. 104б) между продольными рядами при шахматном расположении заклепок принимается равным  $1,5d$ .

Зависимость между расстоянием  $c$  и шагом заклепок  $t_0$  при шахматном их расположении устанавливается с таким расчетом, чтобы расстояние  $t$  между центрами заклепок (рис. 104б) по диагонали было не меньше  $3,5d$  и не больше  $8d$ . Зависимость между этими расстояниями для употребительных случаев размещения дана в таблице 43.

Таблица 43

Шаг заклепок при шахматном расположении

расстояние  $t_0$  (мм) при  $c=20-100$  мм (рис. 98)

Расстояние $c$	Диаметр отверстия 14		Диаметр отверстия 17		Диаметр отверстия 20		Диаметр отверстия 23		Диаметр отверстия 26		Расстояние $c$
	$t_0$ min	$t_0$ max	$t_0$ min	$t_0$ max	$t_0$ min	$t_0$ max	$t_0$ min	$t_0$ max	$t_0$ min	$t_0$ max	
	20	40	100	—	—	—	—	—	—	—	
25	35	95	45	115	—	—	—	—	—	—	25
30	30	95	45	115	55	135	—	—	—	—	30
35	25	90	45	115	50	135	60	155	—	—	35
40	20	90	35	115	45	135	55	155	70	175	40
45	—	88	30	110	40	130	55	155	65	175	45
50	—	85	20	110	35	130	50	155	60	175	50
55	—	80	—	105	25	130	45	150	55	175	55
60	—	75	—	105	—	125	35	150	50	170	60
65	—	70	—	100	—	125	25	145	45	170	65
70	—	65	—	95	—	120	—	145	35	170	70
75	—	60	—	90	—	115	—	140	—	165	75
80	—	55	—	85	—	115	—	140	—	165	80
85	—	45	—	85	—	110	—	135	—	160	85
90	—	35	—	80	—	105	—	135	—	160	90
95	—	—	—	70	—	100	—	130	—	155	95
100	—	—	—	65	—	100	—	125	—	150	100

Установленные согласно изложенным правилам расстояния между центрами заклепок округляются для удобства разметки до величины кратной 5 мм, т. е. шаги заклепок, или расстояния  $b$  и  $c$ , принимаются соответственно равными 65, 70, 75, 100 мм или 30, 35, 40 и т. п., но не 78, 82 или 33, 42 и т. д.

В случаях, когда заклепки располагаются в тесных местах, где расклепыванию могут мешать выступающие части элементов кон-



струкций, например, в случаях, показанных на рис. 105 и 105а, при размещении заклепки нужно следить, чтобы расстояние  $f$  от грани выступающей части (см. рис. 106) до края головки было не меньше 8 мм для отверстий диаметром 20 мм и 10 мм для заклепок большего диаметра, так как только при этом условии возможно наложить



Рис. 105.



Рис. 105а.

обжимку на заклепку и при расклепке придать обжимке конусообразное вращение, необходимое для правильного образования головки.

Имея в виду, что диаметр головки правильно расклепанной заклепки равен  $1,75d_1$  (где  $d_1$  — диаметр стержня заклепки), минимальное расстояние  $f_1$  от выступающих частей до оси заклепки можно определить по формуле:

$$f_1 = 10 \text{ или } 8 + 0,87d_1.$$

В практике очень часто встречаются случаи расположения головок заклепок во взаимно перпендикулярных полках углового железа, причем это расположение чаще всего бывает шахматным (см. рис. 107). Однако нередки случаи, когда по конструктивным соображениям заклепки, расположенные в разных полках уголка, приходится сближать, причем это сближение по только что изложенным соображениям ограничивается возможностью заклепывания головок сближенных заклепок.

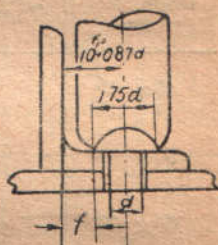


Рис. 106.

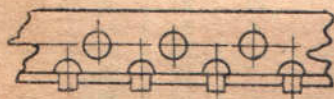


Рис. 107.

В таблице 44 даны минимальные расстояния  $L$  сближенных заклепок для употребительных в практике случаев.

Изложенными правилами руководствуются при размещении заклепок, причем в случае профильного материала (углового, швеллерного, балок и т. п.)

для каждого размера установлены оси расположения продольных рядов заклепок (риски), которыми надлежит руководствоваться при конструировании. Расположение этих осей приведено нами в таблицах 45, 46 и 47.

### г) Расчет заклепочных соединений при действии изгибающего момента

Выше мы рассмотрели случаи расчета заклепочных соединений при действии только продольных сил, действующих вдоль оси приклепываемого элемента. При таком действии сил было сделано допущение





Рис. 108.

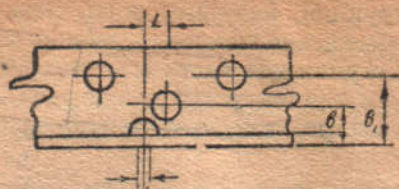


Рис. 109.

Таблица 44

Минимальные расстояния  $L$  для шахматного расположения заклепок (мм)

Размеры углового железа		Нормальные риски		Наименьшее расстояние $L$ двух заклепок в разных полках при нормальном $b$ и диаметре отверстий				
Ширина полка	Толщина	$b$	$b_1$	14	17	20	23	26
45×45	5	—	—	25	—	—	—	—
	6	25	—	30	—	—	—	—
	7	—	—	—	—	—	—	—
50×50	5	25	—	15	30	—	—	—
	6	30	—	20	—	—	—	—
	7	—	—	25	—	—	—	—
60×60	6	30	—	0	20	35	—	—
	7	35	—	10	20	—	—	—
	8	—	—	15	25	—	—	—
65×65	6	—	—	10	20	30	—	—
	8	35	—	15	25	35	—	—
	10	—	—	15	25	—	—	—
75×75	8	—	—	0	0	25	30	—
	10	40	—	0	10	25	35	—
	12	—	—	0	15	30	—	—
80×80	8	—	—	0	0	10	20	—
	10	45	—	0	0	15	25	—
	12	—	—	0	0	20	30	—
90×90	10	50	—	0	0	0	10	25
	12	55	—	0	0	0	15	30
	14	—	—	0	0	10	20	30
100×100	10	—	—	0	0	0	0	15
	12	60	—	0	0	0	0	20
	14—16	—	—	0	0	0	10	25
120×120	10	—	—	0	0	0	15	20
	12	55	85	0	0	0	20	30
	14—16	—	—	0	0	15	25	35
130×130	10	—	—	0	0	0	15	30
	12	55	90	0	0	10	20	35
	14—16	—	—	0	0	15	25	35
140×140	12	—	—	0	0	0	0	25
	14	60	100	0	0	0	10	30
	16	65	100	0	0	10	15	30
150×150	12	—	—	0	0	0	0	10
	14	60	110	0	0	0	0	15
	16—18	65	110	0	0	0	0	20



## РИСКИ ДЛЯ РАЗМЕЩЕНИЯ ЗАКЛЕПОК В СТАЛЬНЫХ ПРОКАТЫХ УГОЛЬНИКАХ



Размеры в мм



Рис. 110.

Рис. 111.

Ширина полки угольника	Расстояние от огиба	Расстояние второй риски	Расстояние от центра угольника до центра риски	Допускаемый наибольший диаметр заклепочной дыры при стандартной риске										Число рядов заклепок в их расположении																						
				для расположения вне стыка при толщине угольника					для расположения в стыке при толщине угольника																											
b	a	a <sub>1</sub>	m	4	5	6	7	8	10	12	14	16	18	20	22	24	4	5	6	7	8	10	12	14	16	18	20	22	24	Один ряд заклепок в ряд	Два ряда заклепок в шахмат	Два ряда заклепок в ряд				
30	17	13	8,5																																	
35	20	15	10		10																															
40	22	18	12		12	10																														
45	25	20	14		14	14	14																													
50	30	20	14		14	14	14	14																												
55	30	25	17		17	17	17	17																												
60	35	25	17		17	17	17	17	17																											
65	35	30	20		20	20	20	20	20	20																										
75	40	35	20		23	23	23	23	23	23																										
80	45	35	20		23	23	23	23	23	23																										
90	50	40	23		26	26	26	26	26	26	26																									
100	55	45	23		29	29	29	29	29	29	29	29																								
120	65	55	26		32	32	32	32	32	32	32	32																								
120	65	30	40	23		26	26	26	26	26	26	26	26																							
130	50	40	26		26	26	26	26	26	26	26	26	26																							
140	55	45	26		26	26	26	26	26	26	26	26	26																							
150	50	55	40	26		26	26	26	26	26	26	26	26	26																						
180	60	75	45	29		29	29	29	29	29	29	29	29	29																						
200	60	90	50	29		29	29	29	29	29	29	29	29	29	29																					
140	50	55	35	23		29	29	29	29	29	29	29	29	29	29																					
150	55	60	35	23		29	29	29	29	29	29	29	29	29	29	29																				
180	60	70	50	26		29	29	29	29	29	29	29	29	29	29	29																				
200	60	90	50	26		29	29	29	29	29	29	29	29	29	29	29																				



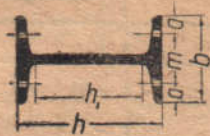
**РИСКИ ДЛЯ РАЗМЕЩЕНИЯ ЗАКЛЕПОК В СТАЛЬНЫХ ПРОКАТНЫХ ДВУТАВРОВЫХ БАЛКАХ ОСТ 16. Редакция 1932 г.**


Рис. 112.



Рис. 112а.

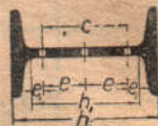


Рис. 113.

Размеры в мм

## I. Риски в полках

№ про- филя	a	m	b	Наиб. диам. закл. дыры	h
12	16	42	74	12	120
14	18	44	80	12	140
16	20	48	88	14	160
18	22	50	94	17	180
20	a	52	100	17	200
b	24	54	102		
a		62	110	17	220
b	24	64	112		
a		62	116	20	240
b	27	64	118		
a		66	122	20	270
b	28	68	124		
a		70	126	20	300
b	28	72	128		
c		74	130	20	330
a		74	130		
b	28	76	132	20	360
c		78	134		
a		78	136	20	360
b	29	80	138		
c		82	140	23	400
a		78	142		
b	32	80	144	23	450
c		82	146		
a		82	150	23	450
b	34	84	152		
c		86	154	26	500
a		86	158		
b	36	88	160	26	550
c		90	162		
a		94	166	26	550
b	36	96	168		
c		98	170	29	600
a		92	176		
b	42	94	178	29	600
c		96	180		

## II. Риски в стенках для двух рядов заклепок

№ про- филя	h <sub>1</sub>	g	Наиб. размер C при диа- метре заклепочной дыры						
			12	14	17	20	23	26	
10	69	4,5	33						
12	86	5,0	50	44					
14	104	5,5	68	62	53				
16	120	6,0	84	78	69				
18	138	6,5		96	87	78			
20	a	7,0		113	104	95	86		
b	155	9,0							
a		7,5		121	112	103	94		
b	172	9,5							
a		8,0		136	127	118	109		
b	187	10,0							
a		8,5		156	147	138			
b	216	10,5							
a		9,0		184	175	166			
b	244	11,0							
c		13,0		212	203	194			
a		9,5							
b	272	11,5		239	230	221			
c		13,5							
a		10,0		276	267	258			
b	999	12,0							
c		14,0		321	312	303			
a		10,5							
b	336	12,5		366	357	348			
c		14,5							
a		11,5		413	404	395			
b	381	13,5							
c		15,5		458	449	440			
a		12,0							
b	426	14,0		484	475	466			
c		16,0							
a		12,5		518	509	500			
b	473	14,5							
c		16,5		544	535	526			
a		13,0							
b	518	15,0		570	561	552			
c		17,0							

Примечание. При числе рядов заклепок более двух размеры C табл. II подразделяются с соблюдением предельных расстояний по табл. III

## III.

Диаметры заклепочн. дыр		12	14	17	20	23	26
Наименьшие размеры	e	35	40	50	60	70	80
	e <sub>1</sub>	18	20	25	30	35	40



## РИСКИ ДЛЯ РАЗМЕЩЕНИЯ ЗАКЛЕПОК В СТАЛЬНЫХ ПРОКАТНЫХ ШВЕЛЛЕРАХ ОСТ 17

Редакция 1933 г.

Размеры в мм

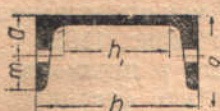


Рис. 113а.

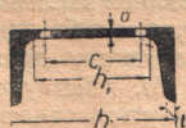


Рис. 114.

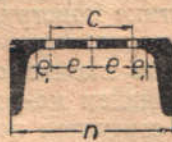


Рис. 115.

### I. Риски в полках

№ профилей	a	b	Наиб. диаметр заклепочн. дыры	h
10	28	48	14	100
12	30	53	17	120
14	a	35	17	140
b		60		
16	a	35	20	160
b		65		
18	a	40	20	180
b		70		
20	a	40	23	200
b		75		
22	a	44	23	220
b		79		
24	a	44	26	240
b		80		
c	82			
27	a	46	26	270
b		84		
c	86			
30	a	48	26	300
b		85		
c	89			
33	a	50	29	330
b		90		
c	92			
36	a	55	29	360
b		96		
c	88			
40	a	58	29	400
b		100		
c	104			

### II. Риски в стенках для двух рядов заклепок

№ профилей	h <sub>1</sub>	g	Наибольший размер C при диаметре заклепочной дыры					
			12	14	17	20	23	26
8	46	5,0						
10	63	5,3						
12	81	5,5	45	39				
14	a	98	62	56	47			
b						8,0		
16	a	116	80	74	65	56		
b							8,5	
18	a	140	98	89	80	71		
b							7,0	
20	a	152	110	101	92	83	74	
b								9,0
22	a	169	118	109	100	91		
b							7,5	
24	a	187	136	127	118	109		
b							8,0	
c	10,5							
27	a	215	155	146	137			
b						7,5		
c	9,0							
30	a	241	181	172	163			
b						11,0		
c	8,0							
33	a	269	209	200	191			
b						9,5		
c	11,5							
36	a	290	230	221	112			
b						8,0		
c	10,0							
40	a	322	262	253	244			
b						12,0		
c	14,5							

Примечание. При числе рядов заклепок более двух размеры C табл. II подразделяются с соблюдением предельных расстояний по табл. III.

### III.

Диаметр заклепочных дыр	12	14	17	20	23	26	
Наименьшие размеры	e	35	40	50	60	70	80
	e <sub>1</sub>	18	20	25	30	35	40



(дающее практически достаточно точные результаты), что усилие между всеми заклепками соединения распределяется равномерно, причем для обеспечения такого распределения усилия мы располагали заклепки симметрично относительно оси действия силы и равномерно по всей площади прикрепления.

В практике конструирования заклепочное соединение испытывает часто не продольные силы, а изгибающий момент, стремящийся повернуть один элемент относительно другого (рис. 116).

Под влиянием момента  $M$ , действующего в плоскости листа  $A$ , последний стремится повернуться относительно фасонного листа  $B$ , чему препятствуют 6 заклепок, расположенных в вертикальном ряду. В этом случае распределение сил между заклепками будет очевидно

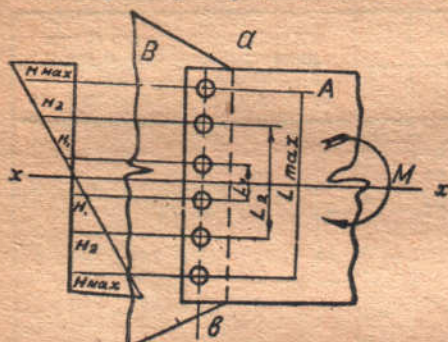


Рис. 116.

неравномерным, и расчет такого заклепочного соединения ведется следующим образом.

Из теории сопротивления материалов известно, что нормальные напряжения в сечении  $ab$  листа  $A$  от момента  $M$  возрастают по мере удаления от нейтральной оси  $xx$ , причем изменение этого напряжения происходит прямо пропорционально расстоянию от нейтральной оси и изображено на рис. 116 слева.

Очевидно, что это напряже-

ние должно быть воспринято заклепками, причем усилие  $H$ , передаваемое каждой заклепке, также будет возрастать по мере удаления от нейтральной оси.

Если заменить сопротивление заклепок силами  $H$ , то для равновесия листа  $A$ , при принятых на рис. 116 обозначениях, должно иметь место уравнение:

$$M = H_1 L_1 + H_2 L_2 + H_3 L_3 + \dots + H_{\max} L_{\max}. \quad (7)$$

Так как усилия  $H$  изменяются пропорционально удалению от нейтральной оси, то из подобия треугольников следует:

$$\frac{H_1}{H_{\max}} = \frac{L_1 : 2}{L_{\max} : 2}, \quad \frac{H_2}{H_{\max}} = \frac{L_2 : 2}{L_{\max} : 2}, \dots$$

т. е.

$$H_1 = H_{\max} \frac{L_1}{L_{\max}}; \quad H_2 = H_{\max} \frac{L_2}{L_{\max}} \dots$$

откуда, подставляя в уравнение (7) и вынося за скобки, получаем:

$$M = \frac{H_{\max}}{L_{\max}} (L_1^2 + L_2^2 + L_3^2 + \dots + L_{\max}^2); \quad (8)$$

обозначая выражение в скобках через  $\sum L^2$ , находим усилие, воспринимаемое крайней, наиболее напряженной заклепкой:

$$H_{\max} = M \frac{L_{\max}}{\sum L^2}.$$



В практике встречаются случаи прикрепления одним рядом заклепок, двумя, тремя и более в зависимости от величины момента. Расположение заклепок для таких прикреплений показано на рис. 117, 118, 119 и 120.

Если шаги заклепок в вертикальных рядах  $t$  равны между собой, и число заклепок в первом (справа) вертикальном ряду равно  $n$ , то уравнение (8) для случая однорядного прикрепления по рис. 117 будет иметь вид:

$$M = \frac{H_{\max}}{(n-1)t} [t^2 + (3t)^2 + (5t)^2 + \dots + (n-1)^2 t^2]$$

или

$$M = \frac{H_{\max}}{(n-1)t} t^2 [1 + 3^2 + 5^2 + \dots + (n-1)^2];$$

выражение в скобках равно:

$$\frac{n(n^2-1)}{6},$$

откуда, преобразовывая, находим:

$$\begin{aligned} H_{\max} &= M \frac{6(n-1)t}{t^2(n^2-1)n} = \\ &= M \frac{6(n-1)}{t(n-1)(n+1)n}, \end{aligned}$$

или, заменяя  $t(n-1)$  через  $L_{\max}$ , окончательно:

$$H_{\max} = M \frac{6(n-1)}{n(n+1)L_{\max}} \quad (\text{для однорядного прикрепления}). \quad (9)$$

Для случая двухрядного прикрепления по рис. 118 уравнение (8), очевидно, будет иметь вид:

$$M = \frac{H_{\max}}{(n-1)t} [0 + t^2 + (2t)^2 + (3t)^2 + \dots + (n-1)^2 t^2],$$

или

$$M = \frac{H_{\max}}{(n-1)t} t^2 [0 + 1^2 + 2^2 + 3^2 + \dots + (n-1)^2].$$

Ряд в скобках равен

$$\frac{n(n-1)(2n-1)}{6},$$

что после соответствующих преобразований, аналогичных предыдущему, дает усилие крайней заклепки:

$$H_{\max} = M \frac{6(n-1)}{n(2n-1)L_{\max}} \quad (\text{для двухрядного прикрепления}) \quad (10)$$

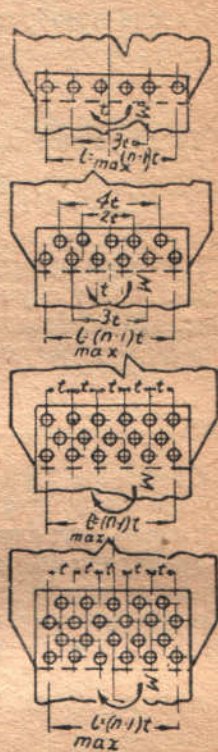


Рис. 117, 118, 119 и 120



При трехрядном прикреплении по рис. 119 очевидно получаем сумму работы заклепок при расположении их по рис. 117 и 118. Следовательно, выражение ряда в скобках, при выводе усилия, будет:

$$\frac{n(n^2-1)}{6} + \frac{n(n-1)(2n-1)}{6}$$

или после преобразования

$$\frac{3n^2(n-1)}{6}.$$

Тогда усилие в крайней заклепке:

$$H_{\max} = M \frac{6(n-1)}{3n^2 L_{\max}} \quad (\text{для трехрядного прикреплении}). \quad (11)$$

При четырехрядном расположении заклепок по рис. 120 мы, очевидно, имеем случай двойного количества заклепок по сравнению с рис. 118, и, следовательно, усилие в крайней заклепке будет вдвое меньше, чем при двухрядном расположении, т. е.

$$H_{\max} = M \frac{6(n-1)}{2n(2n-1)L_{\max}} \quad (\text{для четырехрядного прикреплении}). \quad (12)$$

Сравнение формул (9), (10), (11) и (12) для разобранных четырех случаев расположения заклепок приводит к заключению, что для трех последних случаев, при наличии большого количества заклепок в одном ряду (10 и больше — обычно при устройстве стыков вертикальных листов подкрановых балок), формулы можно упростить, отбросив единицу в выражениях  $(n-1)$ ; тогда формулы (10), (11) и (12) принимают соответственно вид.

$$\text{для двухрядного расположения } H_{\max} = M \frac{6}{2nL_{\max}}; \quad (13)$$

$$\text{для трехрядного расположения } H_{\max} = M \frac{6}{3nL_{\max}}; \quad (14)$$

$$\text{для четырехрядного расположения } H_{\max} = M \frac{6}{4nL_{\max}}; \quad (15)$$

причем за  $n$  следует принимать количество заклепок в ряду, имеющем максимальное расстояние между крайними заклепками.

Погрешность от такого упрощения по сравнению с точным расчетом при  $n = 10$  составляет: для двухрядного расположения 5,6%, для трехрядного 11%, для четырехрядного 5,6%, причем в сторону увеличения расчетного усилия — следовательно, в запас прочности.

В случае  $n = 8$  погрешность соответственно равна: 7,1%; 14,7% и 7,1%.

Для практических целей такая погрешность вполне допустима, так как ведет к незначительному увеличению количества заклепок но обеспечивает прочность прикреплении.



Если принять указанное упрощение и обозначить полное количество заклепок во всех рядах через  $m$ , то формулы (13), (14) и (15) дадут общее значение для усилия, передающееся крайней заклепкой:

$$H_{\max} = M \frac{6}{mL_{\max}}. \quad (16)$$

откуда потребное количество заклепок будет:

$$m = M \frac{6}{HL_{\max}}, \quad (17)$$

где  $H$  в этом случае — усилие, которое может воспринять заклепка по срезыванию или смятию при допуске напряжении, установленном нормами, а  $L_{\max}$  — расстояние между наиболее удаленными заклепками.

Этой формулой надлежит пользоваться для определения количества заклепок в прикреплении при двух и большем количестве рядов и при  $n$  — большем 8 заклепок.

При однорядном расположении заклепок (пользование формулой (17) дает большое преувеличение количества заклепок (на 29% при  $n = 8$ ), и в этом случае следует приблизительно подобрать по формуле (17) потребное количество заклепок, уменьшить его на 2—3 и проверить полученное таким образом число на максимальное усилие в крайней заклепке по формуле (9).

#### д) Расчет заклепочного соединения при совместном действии момента и поперечной силы

Мы разобрали случай определения количества заклепок в прикреплении при условии действия продольной силы или изгибающего момента в отдельности. В практике часто встречаются случаи одновременного действия момента и поперечной силы. Это происходит, например, в стыках вертикального листа подкрановых балок или при действии сил по рис. 121.

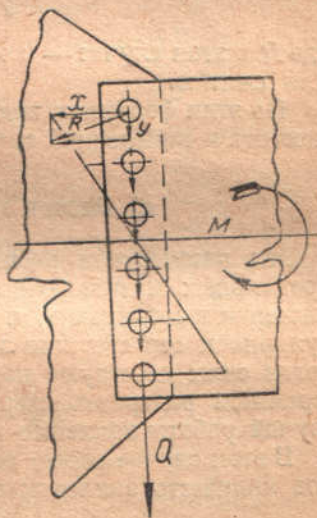


Рис. 121.

В этом случае расчет прикрепления ведется следующим образом.

Усилия в заклепках от действия момента распределятся согласно вышеизложенному и могут быть определены по одной из указанных выше формул. Усилие от поперечной силы  $Q$  считается распределяющимся равномерно между всеми заклепками. При этих предположениях наиболее напряженная крайняя заклепка будет находиться под действием двух взаимно перпендикулярных сил  $x$  и  $y$  (рис. 121), из которых сила  $x$  является следствием действия момента, а  $y$  действия поперечной силы.



Величина силы  $x$  может быть определена по приближительной формуле (16); величина  $y$  при общем количестве заклепок в прикреплении равно  $m$  будет, очевидно,

$$y = \frac{Q}{m},$$

где  $Q$  — поперечная сила. Наибольшее усилие, действующее на заклепку, равно равнодействующей сил  $x$  и  $y$  или

$$R = \sqrt{x^2 + y^2};$$

подставляя вместо  $x$  и  $y$  их значения, получаем наибольшее усилие, действующее на заклепку:

$$R = \sqrt{\left(M \frac{6}{mL_{\max}}\right)^2 + \left(\frac{Q}{m}\right)^2}, \quad (18)$$

а количество заклепок в прикреплении:

$$m = \sqrt{\left(M \frac{6}{RL_{\max}}\right)^2 + \left(\frac{Q}{R}\right)^2}, \quad (19)$$

где  $R$  в этом случае — сопротивление одной заклепки перерезыванию или смятию.

По этим формулам надлежит вести расчет при совместном действии момента и поперечной силы

### е) Расчет заклепок на «отрыв головок»

Мы рассмотрели расчет заклепочных соединений при действии продольных и поперечных сил и моментов, стремящихся срезать заклепки в соединении, т. е. случаи, когда силы действуют перпендикулярно к оси стержня заклепки. В практике встречаются случаи, когда силы действуют параллельно оси заклепки и, следовательно, стремятся разорвать стержень заклепки или оторвать головку, — случай работы заклепки на *отрыв головки* (рис. 122).

В этом случае расчет ведется на простое растяжение, т. е. потребное количество заклепок определяется по формуле:

$$n = \frac{4P}{\pi d^2(\sigma)}, \quad (20)$$

где  $P$  — растягивающая сила,

$d$  — диаметр заклепки (после расклепки),

$(\sigma)$  — допускаемое напряжение в заклепках при работе на отрыв головок (таблицы 9 и 10).

Допускаемые напряжения при расчете всех вышеизложенных случаев работы заклепочных соединений принимаются согласно нормам, приведенным в таблицах 9 и 10. Если рассчитываемое заклепочное соединение подвержено регулярной вибрационной нагрузке, вызывающей перемену знака усилия, то полученное расчетом количество



коэффициент  $K$  должно быть увеличено на 25%. В случаях прикрепления стержней со знакопеременными усилиями (раскосы сквозных подкрановых балок и т. п.) количество заклепок увеличивается умножением на коэффициент

$$K = 1 + \frac{1}{4} \frac{N_{\min}}{N_{\max}},$$

где  $N_{\min}$  и  $N_{\max}$  — значения наименьших и наибольших по абсолютной величине осевых усилий или моментов.

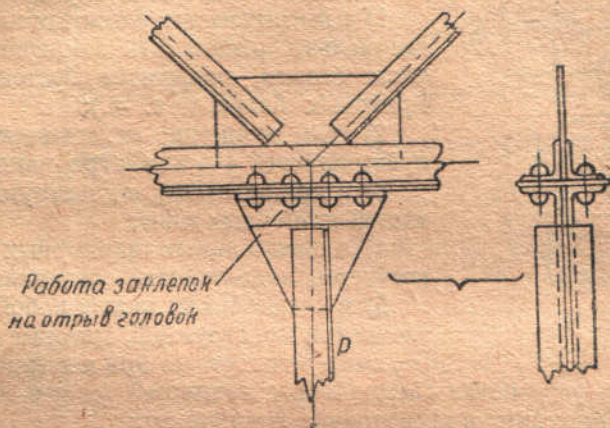


Рис. 122.

Если усилие в элементе конструкции меняет знак лишь при учете действия ветра, торможения подвижной нагрузки или температуры, то такой стержень не считается знакопеременным, и расчет количества заклепок ведется обычным порядком по наибольшему усилию или сечению.

## 2. Болтовые соединения

### а) Случаи применения болтовых соединений

Следующим видом соединений, употребляемых в металлических конструкциях, являются болтовые.

Соединения эти имеют много недостатков по сравнению с заклепочными, и потому применение их весьма ограничено. Основные недостатки болтовых соединений следующие: большой вес и высокая стоимость сравнительно с заклепками (за исключением некоторых специальных случаев), невозможность сжатия соединяемых элементов болтами с такой силой, как при употреблении заклепок, а следовательно, и меньшая прочность соединения; невозможность при употреблении обычных неточеных (цилиндрических) болтов плотного заполнения отверстия; возможность во время эксплуатации сооружения, под влиянием вибраций, раскручивания гаек, а следовательно, ослабления соединений.



Вследствие этих недостатков применение болтовых соединений допускается в очень ограниченных случаях когда постановка заклепок совершенно невозможна или слишком дорога по условиям сборки либо когда заклепочные соединения технически нецелесообразны (большой диаметр, большая толщина, склейка свыше  $4\frac{1}{2}$  диаметров).

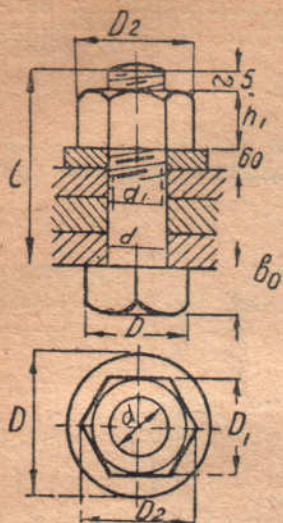


Рис. 123.

Таким образом, болтовые соединения применяются в следующих случаях:

- 1) в *тесных* местах сложных конструкций, где нельзя расклепать заклепки (опорные части колонн, диафрагмы двустенчатых подкрановых балок и т. п.);
- 2) при толщине склепываемых частей, превышающей  $4\frac{1}{2}$  диаметра заклепки;
- 3) в прикреплении к конструкциям литых частей и опорных плит;
- 4) в специальных шарнирных узлах, где требуется подвижность соединения;
- 5) в соединениях между собой отдельных элементов конструкций, которые могут быть осуществлены только при монтаже и требуют

для клепки устройства специальных подмостей (связи между стропильными фермами, прикрепление стропильных ферм к колоннам, прикрепление каркаса фахверка и т. п.);

6) в разборных конструкциях.

В случаях применения болтовых соединений должны быть приняты меры, обеспечивающие гайки от возможного раскручивания (пружинные шайбы, расклепка резьбы на конце болта); в стыковых же соединениях, несущих определенную нагрузку, болты должны быть рассчитаны согласно способам, указанным ниже.

### б) Размеры болтов

При изготовлении конструкций употребляют болты тех же диаметров, что и заклепки. Форма головки болтов и гаек и размеры резьбы, изготавливаемые заводами, нормализованы. Ниже мы приводим таблицы (48, 49, 50, 51, 52 и 53) размеров болтов, гаек и шайб, а также веса этих материалов.

В тех случаях, когда болты ставятся в ответственных местах и требуется совершенно плотное заполнение отверстий (например, в прикреплении литых опорных частей в стыках разборных конструкций) применяют конические болты без головки (рис. 124).

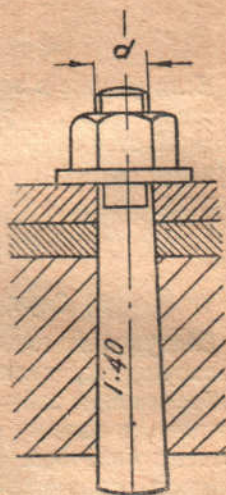


Рис. 124.



Размеры болтов с нарезкой Витворта  
 (см. рис. 123)

Внешний диаметр нарезки $d$		Стержень		Нарезка		Гайка и головка			Шайба		Внешний диаметр нарезки $d$ англ. дм.	
		Диаметр метр $d_1$	Поперечное сечение $\frac{\pi d_1^2}{4}$	Число витков нарезки	Шаг нарезки $h$	Высота гайки (округл.) $h_1$	Высота головки (округл.) $b_0$	Отверстия ключа (округл.) $D_1$	Наружный диаметр (округл.) $D_2$	Диаметр метр $D$		Толщина $b_0$
англ. дм.	мм	мм	см <sup>2</sup>	на 1 дм.	мм	мм	мм	мм	мм	мм	мм	
$\frac{1}{4}$	6,35	4,72	0,175	20	1,27	6	4	13	15	14	1,5	$\frac{1}{4}$
$\frac{5}{16}$	7,94	6,13	0,295	18	1,41	8	6	16	18	18	2,0	$\frac{5}{16}$
$\frac{3}{8}$	9,52	7,49	0,441	16	1,59	10	7	19	22	21	2,5	$\frac{3}{8}$
$\frac{7}{16}$	11,11	8,79	0,607	14	1,81	11	8	21	24	24	3,0	$\frac{7}{16}$
$\frac{1}{2}$	12,70	9,99	0,784	12	2,12	13	9	23	27	28	3,0	$\frac{1}{2}$
$\frac{5}{8}$	15,87	12,92	1,311	11	2,31	16	11	27	31	34	3,0	$\frac{5}{8}$
$\frac{3}{4}$	19,05	15,80	1,961	10	2,54	19	13	33	38	40	4,0	$\frac{3}{4}$
$\frac{7}{8}$	22,22	18,61	2,720	9	2,82	22	15	36	42	45	4,0	$\frac{7}{8}$
1	25,40	21,33	3,573	8	3,18	25	18	40	46	52	5,0	1
$\frac{1}{8}$	28,57	23,93	4,498	7	3,63	29	20	45	52	58	5,0	$\frac{1}{8}$
$\frac{1}{4}$	31,75	27,10	5,768	7	3,63	32	22	50	58	62	5,0	$\frac{1}{4}$
$\frac{1}{2}$	34,92	29,50	6,835	6	4,23	35	24	54	62	68	6,0	$\frac{1}{2}$
$\frac{1}{2}$	38,10	32,88	8,388	6	4,23	38	27	58	67	75	6,0	$\frac{1}{2}$
$\frac{1}{2}$	41,27	34,77	9,495	5	5,08	41	29	63	73	80	7,0	$\frac{1}{2}$
$\frac{1}{2}$	44,45	37,94	11,305	5	5,08	44	32	67	77	85	7,0	$\frac{1}{2}$
$\frac{1}{2}$	47,62	40,40	12,819	4 $\frac{1}{2}$	5,64	48	34	72	83	92	8,0	$\frac{1}{2}$
2	50,80	43,57	14,910	4 $\frac{1}{2}$	5,64	51	36	76	88	98	8,0	2
$\frac{2}{4}$	57,15	49,02	18,873	4	6,35	57	40	85	98	110	9,0	$\frac{2}{4}$
$\frac{2}{4}$	63,50	55,37	24,079	4	6,35	64	45	94	108	122	9,0	$\frac{2}{4}$
$\frac{2}{4}$	69,85	60,55	28,795	3 $\frac{1}{2}$	7,26	70	49	103	119	134	10,0	$\frac{2}{4}$
3	76,20	66,90	35,151	3 $\frac{1}{2}$	7,26	76	53	112	129	146	11,0	3



СССР Совет труда и обороны — Всесоюзный комитет по стандартизации	ОБЩЕСОЮЗНЫЙ СТАНДАРТ	ОСТ 133
	БОЛТЫ ЧЕРНЫЕ с шестигранной головкой, резьба Витворта, диам. от 1/4 до 2"	
		Редакция 1931 г.
		Металл

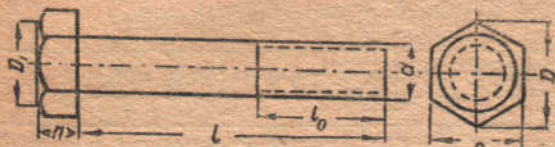


Рис. 125.

Пример обозначения болта

диам. 3/4" длиной 110 мм

БОЛТ 3/4 × 110 ОСТ 133

d дюймы	1/4	5/16	3/8	1/2	5/8	3/4	7/8	1	1 1/8	1 1/4	1 1/2	1 3/4	2
	мм												
S	11	14	17	22	27	32	36	41	46	50	60	70	80
S наиб	11	14	17	22	27	32	36	41	46	50	60	70	80
S наим	10,6	13,5	16,5	21,4	26,4	31,4	35,2	40,2	45,2	49,2	59	69	79
h	5	6	7	9	12	14	16	18	20	22	26	28	32
D ≈	12,7	16,2	19,6	25,4	31,2	36,9	41,6	47,3	53,1	57,7	69,3	80,8	92,4
r <	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	1	1	1	1	1,5	1,5	1,5	1,5

Длина болта l	Длина нарезанной части стержня болта, включая сбеги резьбы l <sub>0</sub>												
15	12	15	15										
20	15	18	18										
25	20	20	22	22	22								
30	20	20	25	25	25	25							
35	20	20	25	30	30	30							
40	20	20	25	30	35	35							
45	20	20	25	30	35	40							
50	20	20	25	30	35	40	45						
55	20	20	25	30	35	40	45						
60	20	20	25	30	35	40	45	50					
65	20	20	25	30	35	40	45	50	55	55			
70	20	20	25	30	35	40	45	50	55	55			
75		20	25	30	35	40	45	50	55	55			
80		20	25	30	35	40	45	50	55	55	75		
90			30	35	40	45	50	55	60	60	75		
100			30	35	40	45	50	55	60	60	75		
110			30	35	40	45	50	55	60	60	75		
120			30	35	40	45	50	55	60	60	75		
130			30	35	40	45	50	55	60	60	75		
140			30	35	40	45	50	55	60	60	75		
150			30	35	40	45	50	55	60	60	75		
160			30	35	40	45	50	55	60	60	75		
180			35	45	45	50	55	60	70	70	85		
200			35	45	45	50	55	60	70	70	85		
220				45	45	50	55	60	70	70	85		
240				45	45	50	55	60	70	70	85		
260				45	45	50	55	60	70	70	85		
280											85		
300											85		

Для болтов диам. 1 3/4 и 2" длина нарезанной части стержня берется с окончанием на 0 и 5

1. Материал — железо (сталь). 2. Резьба по ОСТ 33а или по ОСТ 33б. 3. Сбег резьбы по ОСТ 1713 з. 4. Допускается по особому соглашению заточка конца стержня по усеченному конусу или по сфере с размерами согласно ОСТ 1713. 5. Болты с уменьшенной головкой и резьбой, получаемой накаткой без специальной подготовки стержня на участке под резьбу, см. ОСТ 3302.

Утвержден Комитетом по стандартизации при Совете труда и обороны 23 декабря 1927 г. нан обязательный с 1 января 1930 г. Пересмотрен Всесоюзным комитетом по стандартизации 5 июня 1931 г.; в настоящей редакции обязательен с 1 октября 1931 г.



СССР Совет труда и обороны Комитет по стандартизации	ОБЩЕСОЮЗНЫЙ СТАНДАРТ	ОСТ 1721
	<b>БОЛТЫ ЧИСТЫЕ</b> с шестигранной головкой, под гайку обыкновенную, резьба Витворта, диам. от 1/4 до 2"	МБИ (1.1. В.) 621. 99
		Металл

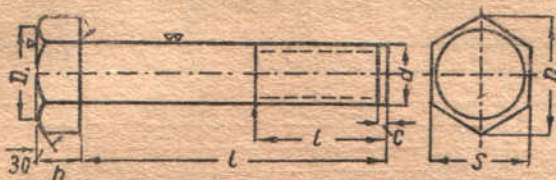


Рис. 126.

Пример обозначения болта диам. 3/4", длиной 100 мм  
**БОЛТ ЧИСТЫЙ 3/4" × 100 ОСТ 1721**

d (дюймы)	1/4	5/16	3/8	1/2	5/8	3/4	7/8	1	1 1/8	1 1/4	1 1/2	1 3/4	2
мм													
$S_{ном} = S_{наиб}$	11	14	17	22	27	32	36	41	46	50	60	70	80
$S_{наим}$	10,8	13,8	16,8	21,75	26,75	31,7	35,7	40,7	45,7	49,7	59,6	69,6	79,6
h	5	6	7	9	12	14	16	18	20	22	26	28	32
$D \approx$	12,7	16,2	19,6	25,4	31,2	36,9	41,6	47,3	53,1	57,7	69,3	80,8	92,4
c	1	1,2	1,5	1,8	2	2,5	3	3,5	4	4	4,5	5	6
r <	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	1	1	1	1	1,5	1,5	1,5	1,5

1. Размеров, поставленных в скобки, по возможности не применять
2. Материал — железо (сталь)
3. Резьба по ОСТ 33а или 33б
4. Сбег резьбы по ОСТ 1714 3
5. В пределах сбega резьбы допускается по особому соглашению проточка по ОСТ 1714 3
6. Конец стержня болта по ОСТ 1713
7. Допускаются по особому соглашению сферические и цилиндрические концы стержней болтов по ОСТ 1713

Утвержден Комитетом по стандартизации при Совете труда и обороны 5 июля 1930 г. как обязательный с 1 июля 1931 г. для находящихся в производстве конструкций, а для вновь проектируемых конструкций с 1 января 1931 г.



## Болты чистые с шестигранной головкой

ОСТ 1721

d (дюймы)	3/4	1	1 1/8	1 1/2	2	2 1/2	3	3 1/2	4	4 1/2	5	5 1/2	6	6 1/2	7
Длина болта (мм)	Длина нарезанной части стержня, включая сбеги резьбы $l_0$ (мм)														
16	12														
18	12	15													
20	12	15													
22	12	15	18												
25	12	15	18	22											
28	12	15	18	(22)											
30	12	15	18	22											
32	12	15	18	(22)	(28)										
35	12	15	18	22	28										
38	12	15	18	(22)	(28)	(32)									
40	12	15	18	22	28	32									
42	12	15	18	(22)	(28)	(32)	(35)								
45	12	15	18	22	28	32	35	38							
48	12	15	18	(22)	(28)	(32)	(35)	(38)							
50	12	15	18	22	28	32	35	38							
55	15	18	20	22	28	32	35	38	42						
60	15	18	20	22	28	32	35	38	42						
65		18	20	22	28	32	35	38	42	(50)					
70		18	20	22	28	32	35	38	42	50	60				
75		18	20	22	28	32	35	38	42	50	60				
80		18	20	22	28	32	35	38	42	50	60	70			
85			20	22	28	32	35	38	42	50	60	70	75		
90			20	22	28	32	35	38	42	50	60	70	75		
95			20	22	28	32	35	38	42	50	60	70	75		
100			20	22	28	32	35	38	42	50	60	70	75		
(105)			(20)	(22)	(28)	(32)	(35)	(38)	(42)	—	—	—	—		
110			25	28	32	38	40	42	42	50	60	70	75		
(115)			(25)	(28)	(32)	(38)	(40)	(42)	(48)	—	—	—	—		
120			25	28	32	38	40	42	48	50	60	70	75		
130				28	32	38	40	42	48	50	60	70	75		
140				28	32	38	40	42	48	50	60	70	75		
150				28	32	38	40	42	48	50	60	70	75		
160				28	32	38	40	42	48	50	60	70	75		
170				28	32	38	40	42	48	50	60	70	75		
180				28	32	38	40	42	48	50	60	70	75		
190					32	38	40	42	48	50	60	70	75		
200					32	38	40	42	48	50	60	70	75		
(210)										(50)	(60)	(70)	(75)		
220										60	70	80	85		
(230)										(60)	(70)	(80)	(85)		
240										60	70	80	85		
250											70	80	85		
260											70	80	85		
280											70	80	85		
300											70	80	85		



Вес гаек, головок, шайб и болтов (кг)

Таблица 51

Наружный диаметр англ. дм.	Гайки	Шестигран- ная головка	Квадр. головка	Шайбы	100 мм болта	Наружный диаметр англ. дм.
$\frac{1}{4}$	0,005	0,005	0,005	0,002	0,025	$\frac{1}{4}$
$\frac{5}{16}$	0,011	0,010	0,012	0,003	0,039	$\frac{5}{16}$
$\frac{3}{8}$	0,020	0,018	0,020	0,005	0,056	$\frac{3}{8}$
$\frac{7}{16}$	0,026	0,024	0,028	0,008	0,076	$\frac{7}{16}$
$\frac{1}{2}$	0,036	0,031	0,037	0,011	0,099	$\frac{1}{2}$
$\frac{5}{8}$	0,058	0,054	0,063	0,016	0,155	$\frac{5}{8}$
$\frac{3}{4}$	0,106	0,097	0,111	0,029	0,224	$\frac{3}{4}$
$\frac{7}{8}$	0,138	0,132	0,153	0,036	0,305	$\frac{7}{8}$
1	0,188	0,196	0,226	0,061	0,398	1
$1\frac{1}{8}$	0,276	0,276	0,318	0,074	0,503	$1\frac{1}{8}$
$1\frac{1}{4}$	0,369	0,374	0,432	0,083	0,622	$1\frac{1}{4}$
$1\frac{3}{8}$	0,470	0,476	0,549	0,121	0,752	$1\frac{3}{8}$
$1\frac{1}{2}$	0,576	0,618	0,713	0,150	0,895	$1\frac{1}{2}$
$1\frac{5}{8}$	0,741	0,783	0,904	0,193	1,050	$1\frac{5}{8}$
$1\frac{3}{4}$	0,883	0,976	1,128	0,217	1,218	$1\frac{3}{4}$
$1\frac{7}{8}$	1,119	1,199	1,384	0,295	1,398	$1\frac{7}{8}$
2	1,302	1,414	1,632	0,330	1,591	2
$2\frac{1}{4}$	1,799	1,979	2,269	0,472	2,014	$2\frac{1}{4}$
$2\frac{1}{2}$	2,451	2,703	3,121	0,577	2,486	$2\frac{1}{2}$
$2\frac{3}{4}$	3,214	3,534	4,081	0,779	3,008	$2\frac{3}{4}$
3	3,629	4,520	5,219	1,013	3,580	3

Таблица 52

Вес 100 болтов с шестигранными головками (кг)

Длина болта (мм)	Диаметр болта						Длина болта (мм)
	$\frac{3}{8}$ дм.	$\frac{1}{2}$ дм.	$\frac{5}{8}$ дм.	$\frac{3}{4}$ дм.	$\frac{7}{8}$ дм.	1 дм.	
15	4,6	—	—	—	—	—	15
20	4,9	—	—	—	—	—	20
25	5,2	9,3	—	—	—	—	25
30	5,5	9,8	15,9	—	—	—	30
35	5,8	10,3	16,6	—	—	—	35
40	6,0	10,8	17,4	29,3	—	—	40
45	6,3	11,3	18,2	30,4	—	—	45
50	6,6	11,8	19,0	31,5	42,3	—	50
55	6,9	12,2	19,7	32,6	43,8	—	55
60	7,2	12,7	20,5	33,7	45,3	62,3	60
65	7,4	13,2	21,3	34,9	46,8	64,3	65
70	7,7	13,7	22,1	36,0	48,4	66,3	70
75	8,0	14,2	22,8	37,1	49,9	68,3	75
80	8,3	14,7	23,6	38,2	51,4	70,2	80
85	8,6	15,2	24,4	39,3	52,9	72,2	85
90	8,8	15,7	25,2	40,5	54,5	74,2	90
95	9,1	16,2	25,9	41,6	56,0	76,2	95
100	9,4	16,7	26,7	42,7	57,5	78,2	100
105	9,7	17,2	27,5	43,8	59,0	80,2	105
110	10,0	17,7	28,3	44,9	60,6	82,2	110



Длина болта (мм)	Диаметр болта						Длина болта (мм)
	$\frac{3}{8}$ дм.	$\frac{1}{2}$ дм.	$\frac{5}{8}$ дм.	$\frac{3}{4}$ дм.	$\frac{7}{8}$ дм.	1 дм.	
115	10,2	18,2	29,0	46,1	62,1	84,2	115
120	10,5	18,7	29,8	47,2	63,6	86,2	120
125	10,8	19,2	30,6	48,3	65,1	88,2	125
130	11,1	19,7	31,4	49,4	66,7	90,1	130
135	11,4	20,2	32,1	50,5	68,2	92,1	135
140	11,6	20,7	32,9	51,7	69,7	94,1	140
145	11,9	21,2	33,7	52,8	71,2	96,1	145
150	12,2	21,7	34,5	53,9	72,8	98,1	150
155	12,5	22,1	35,2	55,0	74,3	100,1	155
160	12,8	22,6	36,0	56,1	75,8	102,1	160
165	13,0	23,1	36,8	57,3	77,3	104,1	165
170	13,3	23,6	37,6	58,4	78,9	106,1	170
175	13,6	24,1	38,3	59,5	80,4	108,1	175
180	13,9	24,6	39,1	60,6	81,9	110,0	180
185	14,2	25,1	39,9	61,7	83,4	112,0	185
190	14,4	25,6	40,7	62,9	85,0	114,0	190
195	14,7	26,1	41,4	64,0	86,5	116,0	195
200	15,0	26,6	42,2	65,1	88,0	118,0	200
205	15,3	27,1	43,0	66,2	89,5	120,0	205
210	15,6	27,6	43,8	67,3	91,1	122,0	210
215	15,8	28,1	44,5	68,5	92,6	124,0	215
220	16,1	28,6	45,3	69,6	94,1	126,0	220
225	16,4	29,1	46,1	70,7	95,6	128,0	225
230	16,7	29,6	46,9	71,8	97,2	129,9	230
235	17,0	30,1	47,6	72,9	98,7	131,9	235
240	17,2	30,6	48,4	74,1	100,2	133,9	240
250	17,8	31,6	50,0	76,3	103,3	137,9	250

Для правильной работы таких болтов необходимо, чтобы отверстие для них было рассверлено коническим райбером.

Вместо конических болтов можно применять точные цилиндрические болты, диаметр которых точно соответствует диаметру отверстия; в этих случаях также необходима рассверловка отверстий. При употреблении конических или точеных болтов об этом должны быть сделаны указания в чертеже. Данные точеных болтов даны в таблице 50.

### в) Расчет болтовых соединений

Расчет болтовых соединений, заменяющих собой заклепочные, т. е. при обычных для заклепок диаметрах от 11,5 до 37 мм, в принципе ничем не отличается от расчета заклепок и производится по формулам, приведенным в предыдущих параграфах. Разница заключается лишь в том, что допускаемые напряжения для обычных (неточеных) болтов несколько ниже, чем для заклепок (приблизительно на 25%) (см. главу о допускаемых напряжениях); точеные же и конические болты рассчитываются на те же допускаемые напряжения, что и заклепки.



Следует обратить также внимание на разницу в определении диаметра болтов и заклепок при расчете их по указанным выше формулам. При расчете заклепок во всех случаях действия сил принимают диаметр отверстия для них (а не фабричный диаметр заклепки), так как при расклепке стержень заклепки увеличивается в диаметре и заполняет собой все отверстие. При расчете же обычных, неточеных болтов на срез и смятие принимают не диаметр отверстия, а диаметр болта. При расчете болтов на растяжение их (случай *отрыва головки*, анкерные болты) принимают диаметр, равный *внутреннему диаметру нарезки* ( $d_1$  по таблице 48), так как это сечение будет, очевидно, самым слабым.

Точеные и конические болты при работе на срезывание и смятие рассчитываются по диаметру отверстия.

В тех случаях, когда болты являются шарнирами подвижных узловых соединений, работа их, а следовательно и расчет, несколько отличаются от рассмотренных выше случаев.

В обычных заклепочных и болтовых соединениях соединяемые между собой элементы, как уже отмечено выше, сжаты с очень большой силой; вследствие этого работа таких соединений соответствует с достаточной точностью принятым способам расчета на срез и смятие. При шарнирных болтовых соединениях, требующих подвижности, соединяемые элементы не сжимаются болтом, и последний свободно сидит в отверстии (рис. 127).

В этом случае стержень болта, кроме нерезывания по плоскостям  $ab$  и  $cd$ , испытывает дополнительно изгиб под действием сил  $P$  и  $\frac{P}{2}$ . Таким образом, шарнирные болты, кроме известного нам расчета на срезывание и смятие, должны быть проверены на изгиб. При этой проверке болт рассматривается как балка, свободно опертая в точках  $m$  и  $n$ . Таким образом за пролет балки принимается толщина среднего листа плюс половина толщины охватывающих листов (величина  $nl$ , рис. 127). Если пролет равен  $l$ , то изгибающий болт момент (при принятых на рис. 127 обозначениях) составит:

$$M = \frac{Pl}{4}.$$

Момент сопротивления  $W$  круглого сечения болта равен  $\frac{\pi d^3}{32}$ , следовательно, максимальное напряжение  $\sigma$  от изгиба будет равно:

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{P32l}{4\pi d^3} = \frac{8Pl}{\pi d^3}. \quad (21)$$

Это напряжение не должно превосходить допускаемого напряжения по таблице 4, увеличенного на 35%.

Практически, при конструировании болтовых шарнирных соединений самыми опасными в большинстве случаев являются именно

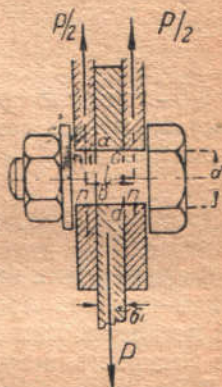


Рис. 127.



напряжения изгиба и смятия. Напряжения от срезывания обычно бывают значительно меньше допускаемых. Таким образом расчет ведут, подбирая диаметр болта по формуле, выведенной из уравнения (21),

$$d = \sqrt[3]{\frac{8Pl}{(\sigma)\pi}}, \quad (21')$$

где  $(\sigma)$  — допускаемое напряжение на изгиб.

Толщину листов проверяют на смятие по формуле:

$$\delta_1 = \gg \frac{P}{d(\sigma_m)}, \quad (22)$$

где  $\delta_1$  — толщина среднего листа или сумма толщин крайних (если эта сумма меньше толщины среднего),  $d(\sigma_m)$  — допускаемое напряжение на смятие.

### 3. Электросварные соединения

В предыдущих параграфах мы рассмотрели конструктивные и расчетные правила проектирования заклепочных и болтовых соединений металлических конструкций, имевшие до сего времени наибольшее распространение.

В последнее время, в связи со значительными успехами, достигнутыми в области электросварки, как в смысле уменьшения стоимости шва, так и в смысле его прочности, начинают входить во всеобщее употребление электросварные соединения, имеющие по сравнению с заклепочными ряд существенных преимуществ.

В основном эти преимущества сводятся к следующему:

Во-первых, нет необходимости просверливать отверстия и тем ослаблять соединяемые элементы; обстоятельство это позволяет уменьшать площадь поперечного сечения растянутых элементов, что дает экономию в общем весе металлической конструкции, а следовательно, и в стоимости.

Во-вторых, упрощаются узловые соединения, которые при электросварке в большинстве случаев удастся осуществить без применения дополнительных конструктивных элементов (косынок, фасонных листов и т. п.); в результате уменьшается вес конструкции, а следовательно, и стоимость.

В-третьих, упрощается процесс изготовления конструкций в части разметки дыр и их продавки или просверливания.

Все эти обстоятельства, взятые вместе, могут в некоторых случаях, в зависимости от типа конструкций, уменьшить вес и стоимость их до 25% по сравнению с клепаными, что, разумеется, заставляет решительно высказаться за широкое внедрение этого способа соединений в изготовление и монтаж металлических конструкций.

Основным препятствием на пути развития электросварки являлась чрезвычайная зависимость качества сварки и ее прочности от индивидуальных свойств сварщика и его добросовестности и одновременно



почти полная невозможность судить о качестве шва по его внешнему виду. Производство же испытания уже изготовленных конструкций для проверки их прочности, если не говорить о высокой его стоимости и длительности, в большинстве случаев также чрезвычайно затруднительно, а часто практически и вовсе неосуществимо.

Обстоятельство это являлось основным тормозом в деле применения электросварки для ответственных частей металлических сооружений. Однако, по мере создания кадров опытных сварщиков, разработки технических правил производства работ и контроля над качеством сварки, а также удешевления электроэнергии, этот вид соединений имеет все шансы вытеснить заклепки и болты. Поэтому мы считаем необходимым в дальнейшем изложении по мере разработки методов расчета и конструирования клепаных конструкций для различных элементов металлических сооружений, давать для этих же элементов параллельно правила расчета и конструктивные формы при условии проектирования их электросварными. При этом следует учесть, что в то время, как в применении клепаных конструкций имеется несколько десятков лет опыта и наиболее выгодные конструктивные формы их детально разработаны, сварные конструкции только начинают выходить на путь широкого применения, и, следовательно, излагаемые ниже данные по этому вопросу являются результатом лишь впервые разработанных норм и конструктивных форм.

#### а) Допускаемые напряжения для электросварных соединений

Нормы допускаемых напряжений для электросварки нельзя считать вполне установленными. Исследования в этом направлении непрерывно продолжаются, и в дальнейшем надо ожидать их уточнений<sup>1</sup>.

Выше в главе о допускаемых напряжениях, в таблице 12 мы привели значения допускаемых напряжений для материала сварного шва. Принцип установления допускаемых напряжений для сварных соединений принят тот же, что и для основного материала, т. е. в зависимости от рода и комбинаций действия сил. При основных нагрузках, регулярно действующих на элементы сооружения, принимается основное допускаемое напряжение; при совместном действии регулярных и случайных сил эти напряжения повышаются.

*Прим. ред.* Работа сварных швов находится в тесной зависимости от работы электрометалла. К сожалению, электрометалл (без соответствующей механической обработки) различен по своей характеристике. Его временное сопротивление может считаться от 25 до 45 кг/мм<sup>2</sup>. Наши нормы требуют 30 кг/мм<sup>2</sup>, но допускают для шва худшего качества и 25 кг/мм<sup>2</sup>. Этот факт уже сам по себе указывает на неопределенность этих цифр.

Предел текучести наплавленного металла также различен, но имеет относительно высокое значение. Отношение предела текучести к временному сопротивлению для сварного шва составляет 0,7—0,9, а для основного металла 0,66. Этот повышенный предел текучести затрудняет работу сварного шва, способствуя местным перенапряжениям. Кроме этого сварка не становится пластичной раньше основного металла — в ней нет той мягкости, которая характерна для заклепочных соединений. Одновременно с повышением предела текучести швов также уменьшается и их удлинение (по нормам Стальмоста 10%). Таким образом, пока сварке еще свойственны эти недостатки, допускаемые напряжения принимаются с несколько заниженными значениями.



Значения этих напряжений для швов с пониженным сопротивлением приведены в той же таблице 12. Наплавленный металл швов сварных соединений, показавший при испытаниях контрольных образцов сопротивление разрыву менее 2500 кг/см<sup>2</sup>, не допускается в ответственных (несущих) частях конструкций.

В виду большой чувствительности сварных швов к изменению усилий для элементов конструкции, подверженных непосредственному регулярному действию подвижной нагрузки (подкрановые балки, эстакады и т. п.), расчетные усилия при определении размеров швов увеличиваются и определяются по формуле:

$$N = N_{\max} + 0,3(N_{\max} - N_{\min}),$$

где  $N_{\max}$  и  $N_{\min}$  — значения наибольших и наименьших по абсолютной величине осевых сил, моментов или поперечных сил, вводимых в формулу с соответствующими им знаками. Таким образом, например, для расчета стыка пояса сквозной подкрановой балки, испытывающего максимальное растягивающее усилие  $N_{\max}$  при нагрузке краном и нулевое усилие при отсутствии крана, расчетная сила будет:

$$N = N_{\max} + 0,3(N_{\max} - 0) = 1,3N_{\max}.$$

Для какого-либо раскоса балки, испытывающего знакопеременные нагрузки, равные по абсолютной величине, расчетная сила будет:

$$N = N_{\max} + 0,3[N_{\max} - (-N_{\max})] = 1,6N_{\max}.$$

В случае, если сварные швы подвержены регулярно действующей вибрационной нагрузке, значения наибольших усилий (для расчета швов), определяемых как от статической нагрузки, увеличиваются умножением на коэффициент 1,25.

Указанными данными о допускаемых напряжениях надлежит пользоваться при расчете электросварочных соединений.

Различные виды сварных соединений, употребляемых в металлических конструкциях, могут быть разделены на следующие пять основных групп: соединения встык, соединения внахлестку, соединения накладками, соединения Т-образные и, наконец, пробочные соединения (электрозаклепки). Рассмотрим расчет и типы этих соединений последовательно для всех групп.

## б) Соединения встык

Схемы различных видов соединений встык показаны на рис. 128. Размеры разделки кромок для них даны в таблице 53.

Расчет таких соединений при действии продольных сил производится следующим образом. Наибольшее усилие  $P$ , которое соединение может воспринять, должно быть равно:

$$P = b m(\sigma), \quad (23)$$

где  $b$  — длина шва;



$m = \delta$  — расчетная толщина рабочего сечения шва, равная наименьшей толщине свариваемых элементов;

$(\sigma)$  — допускаемое напряжение сварного соединения на растяжение или сжатие смотря по направлению действия силы  $P$ .

Необходимая длина шва для приварки встык элемента толщиной  $\delta$ , испытывающего усилие  $P$ , определится, следовательно, при тех же обозначениях, по формуле:



$$b = \frac{P}{\delta(\sigma)}. \quad (24)$$

В случае, если соединение подвержено не продольной силе, а действию изгибающего момента, по рис. 129, то наибольшее напряжение в сварном шве должно быть, очевидно, определено по формуле напряжения от изгиба, т. е. при принятых обозначениях должно быть:

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{6M}{b^2\delta}, \quad (25)$$

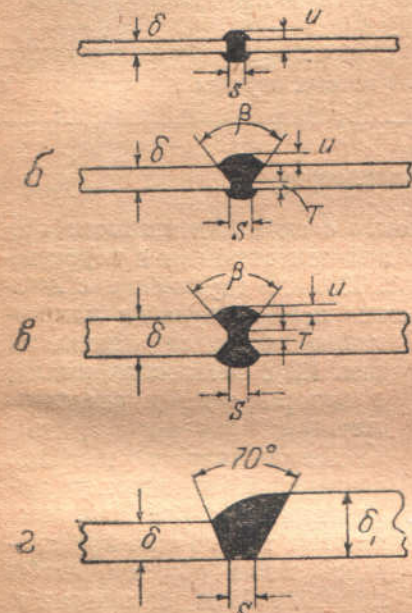


Рис. 128.

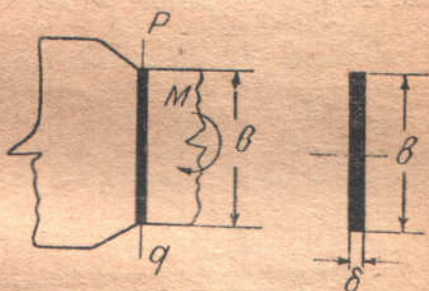


Рис. 129.

где  $W$  — момент сопротивления шва в сечении  $pq$  (рис. 129).

Длина шва, определяемая для приварки элемента толщиной  $\delta$ , испытывающего момент  $M$ , выразится уравнением:

$$b = \sqrt{\frac{6M}{(\sigma)\delta}}. \quad (26)$$

Так как допускаемое напряжение сварного шва меньше допускаемого напряжения основного материала, то, очевидно, при применении соединения встык нельзя добиться, чтобы соединение было равнопрочно прикрепляемому элементу.

По этой причине соединения встык применяются сравнительно редко и только в тех случаях, когда прикрепляемый элемент работает неполным сечением.



Таблица разделки швов встык (см. рис. 128)

	Размеры разделки в мм					Толщина листов $\delta$ в мм
	$S$	$U$	$U_1$	$T$	$\beta$ в град.	
(а) бескосый . . .	0,6 $\delta$	0,1 $\delta$ +1	—	—	—	2—7
(б) V-образный . . .	0,2 $\delta$ +1	0,25 $\delta$	1	0,1 $\delta$ +0,5	70	6—20
(в) X-образный . . .	0,2 $\delta$ +1	0,15 $\delta$	—	0,1 $\delta$ +0,5 <sub>2</sub>	70	10—25

Расчетный размер шва  $m = \delta$  во всех случаях

### в) Соединения внахлестку

Более прочным видом электросварного соединения является соединение внахлестку. По роду работы шва эти соединения подразделяются на два вида: соединение по рис. 130, или соединение с *лобовым швом*, в котором линия действия силы *перпендикулярна направлению шва*, и соединение по рис. 131 с *фланговыми швами*, в котором сила *параллельна шву*.



Рис. 130.

Деталь сварного шва для соединений внахлестку показана на рис. 132. Наплавка металла такого шва производится таким образом, чтобы линия  $bc$  была наклонена к поверхности свариваемых элементов под углом  $45^\circ$ ; при этом, хотя шву придается некоторая выпуклость, как

видно на рис. 132,  $a$ , в расчет принимается лишь материал шва, в пределах треугольника  $abc$ .

Толщиной шва называется катет треугольника  $abc$ , который, очевидно, равен толщине листа.

При расчете соединения с лобовым швом на продольную силу  $P$  предполагается, что шов может разорваться по наиболее слабому сечению  $ad$  (рис. 132,  $a$ ), причем площадь этого сечения принимается (при обозначениях рис. 130 и 132) равной  $m \times b$ . Величина  $m$  может быть с достаточной точностью принята равной  $0,7h$ . Тогда, очевидно, должно иметь место уравнение:

$$P = \sigma \cdot 0,7\delta \cdot 2b,$$



где  $\sigma$  — напряжение в шве на растяжение.

Из этого уравнения находим, что напряжение в шве равно:

$$\sigma = \frac{P}{0,7\delta l}, \quad (27)$$

или необходимая суммарная длина шва:

$$l = \frac{P}{0,7\delta(\sigma)} \quad (\text{для лобового шва}), \quad (28)$$

где  $(\sigma)$  — допускаемое напряжение, а  $l$  — суммарная длина шва (для нашего случая  $l = 2b$ ).

Если внахлестку соединяются два элемента разной толщины (рис. 130, б), то толщина шва на участках  $A$  и  $B$  сварки будет различна. В этом случае, если обозначить длину шва участка  $A$  через  $b$ , а на участке  $B$  — через  $b_1$ , то:

$$P = 0,7\delta b\sigma + 0,7\delta_1 b_1\sigma,$$

и напряжение в шве

$$\sigma = \frac{P}{0,7(\delta b + \delta_1 b_1)}. \quad (29)$$

При соединении фланговыми швами по рис. 131 материал шва под действием сил  $P$  срезается по плоскостям  $ad$  (рис. 132, а). В этом случае (при обозначениях рис. 131) должно иметь место уравнение:

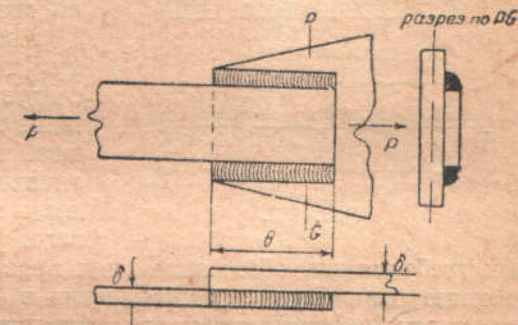


Рис. 131.

$$P = 2b\tau \cdot 0,7\delta,$$

где  $\tau$  — напряжение срезывания по сечению  $ad$ .

Из этого уравнения находим срезающее напряжение:

$$\tau = \frac{P}{0,7\delta l} \quad (29a)$$

или необходимую суммарную длину шва

$$l = \frac{P}{0,7\delta(\tau)} \quad (\text{для флангового шва}), \quad (30)$$

где  $(\tau)$  — допускаемое напряжение на срезывание сварного шва;  $l$  — суммарная длина шва (для случая рис. 131  $l = 2b$ ).

Разновидностью флангового соединения является прорезное соединение, схема которого приведена на рис. 133.

Такое соединение осуществляется заполнением наплавленным металлом специально сделанного прореза. Соединение это рассчитывается на срезывание на плоскости  $CC$  (рис. 133, б).



Тогда при принятых на рисунке обозначениях должно иметь место уравнение:

$$P = la\tau,$$

откуда напряжение срезывания

$$\tau = \frac{P}{la}. \quad (31)$$

Необходимая длина прореза при ширине его  $a$  составит:

$$l = \frac{P}{a(\tau)}, \quad (32)$$

где  $(\tau)$  — допускаемое напряжение на срезывание шва.

Из всех выведенных выше формул для соединений внахлестку, следует, что сопротивление соединения прямо пропорционально длине шва. Определенные на основании описанных способов основные размеры соединений должны, кроме того, удовлетворять конструктивным

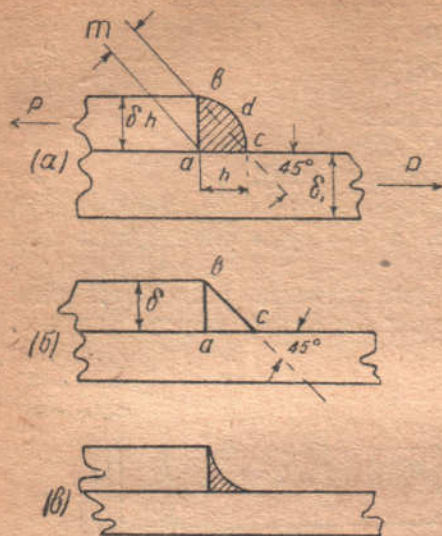


Рис. 132.

требованиям, обеспечивающим правильную работу швов и надлежащее равномерное распределение в них напряжений. Основные размеры соединений встык для различной толщины материала даны на рис. 128 и в таблице 53.

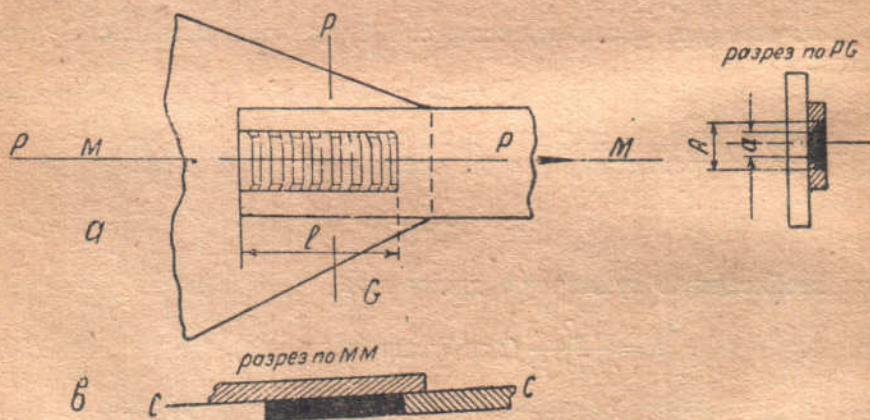


Рис. 133.

Для соединений внахлестку должны быть соблюдены следующие основные правила:

1) наименьший размер нахлестки (длина  $c$  рис. 130) не должен быть меньше  $5\delta$ , где  $\delta$  — толщина наиболее тонкого из соединенных листов;



2) наименьшая длина лобового и флангового шва не должна быть меньше 50 мм;

3) наибольшая длина шва (по каждой кромке), которую разрешается вводить в расчет, не уменьшая допускаемых напряжений, не должна превышать 35 т.

4) ширина  $a$  прорезного соединения (рис. 133) должна быть в пределах от 2 до 3 толщин прорезанного элемента, т. е.  $2\delta < a < 3\delta$ . Ширина прореза по верху  $A$  должна быть равна  $a + 2\delta$ . Наибольшая длина прореза, так же как и для флангового шва, не должна быть больше  $25\delta$  и  $35t$ .

Для увеличения прочности узких листов применяют косые швы по рисунку 134. При угле  $\alpha$  между направлением шва и направлением действующего усилия меньше  $45^\circ$  косые швы при расчете их приравниваются к фланговым и при их длине не свыше  $35t$  ( $t$  — расчетная высота шва) рассчитываются по формуле:

$$P = ml(\tau).$$

При угле  $\alpha > 45^\circ$  косые швы рассчитываются по следующей формуле:

$$P = ml(\tau)K, \quad (33)$$

где  $K$  — коэффициент увеличения допускаемого напряжения на косой шов по отношению к допускаемому напряжению на срез в зависимости от угла  $\alpha$ . Значения коэффициента  $K$  даны в таблице 54.

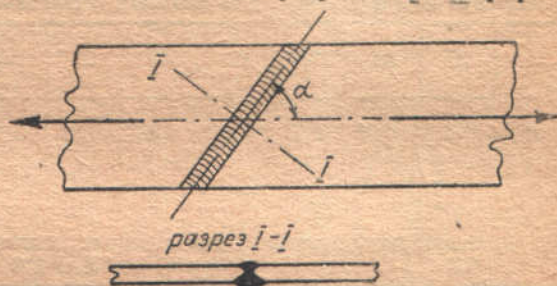


Рис. 134.

Таблица 54

Значение коэффициента $K$ для расчета косых швов		
$\alpha$ в градусах	Род усилия	
	сжатие	растяжение
45	1,00	1,00
50	1,05	1,03
55	1,09	1,06
60	1,13	1,08
65	1,17	1,11
70	1,22	1,14
75	1,26	1,17
80	1,30	1,20
85	1,35	1,22
90	1,39	1,25

При применении длинных косых швов встык ( $\alpha < 45^\circ$ ), а также прорезных или фланговых соединений, длины которых превышают



25*h* или 35*m*, расчет их ведется по формуле:

$$P = ml(\tau)C, \quad (34)$$

где *m* — расчетная высота сечения шва или расчетная ширина прореза,

*l* — расчетная длина шва,

( $\tau$ ) — допускаемое напряжение шва на срез,

*C* — коэффициент уменьшения допускаемого напряжения в зависимости от длины шва.

Значение коэффициента *C* для фланговых швов (валиком) и для стыковых швов или прорезей для различных *n* (где *n**h* или *n*<sub>1</sub>*m* — длина шва) даны в таблицах 55 и 56.

Таблица 55

Значение коэффициента *C* для длинных фланговых швов при *n* от 25 до 75

<i>n</i>	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75
<i>C</i>	1	0,97	0,93	0,90	0,87	0,83	0,80	0,77	0,73	0,70	0,67

Таблица 56

Значение коэффициента *C* для длинных стыковых швов или прорезей при *n*<sub>1</sub> от 35 до 110

<i>n</i> <sub>1</sub>	35	40	45	50	55	60	65	70
<i>C</i>	1,0	0,98	0,96	0,93	0,91	0,89	0,87	0,85
<i>n</i> <sub>1</sub>	75	80	85	90	95	100	105	110
<i>C</i>	0,82	0,80	0,78	0,76	0,74	0,71	0,69	0,67

Фланговые (расчетные) и косые швы при  $\alpha < 45^\circ$ , а также прорези длиной больше 75*h* или 110*m* не допускаются.

В практике электросварочных соединений внахлестку нередко случаи несимметричного действия усилия прикрепляемого элемента относительно двух фланговых швов (например, в прикреплении уголка к фасонному листу, рис. 135).

Усилие, передающееся через уголок, предполагается действующим по линии, совпадающей с осью центра тяжести поперечного сечения уголка, т. е. по линии *xx* на рис. 135.

Так как сопротивление сварного шва при одинаковой его толщине прямо пропорционально длине, то для равномерного распределения напряжения между швами, при принятых на рис. 135 обозначениях, должно иметь место соотношение:

$$Lb = L_1(b_1 + b_2),$$







значительно усилить соединение и устранить возможность изгиба листов. Сопротивление такого соединения при обозначениях рис. 136, в, очевидно, будет равно:

$$P = L\delta(\sigma) + L \cdot 0,7\delta_1(\sigma)$$

или

$$P = L(\sigma) (\delta + 0,7\delta_1), \quad (36)$$

если толщина накладки и стыкуемого листа разные, и

$$P = L \cdot (\sigma) \cdot 1,7\delta, \quad (37)$$

если толщина накладки равна толщине листа.

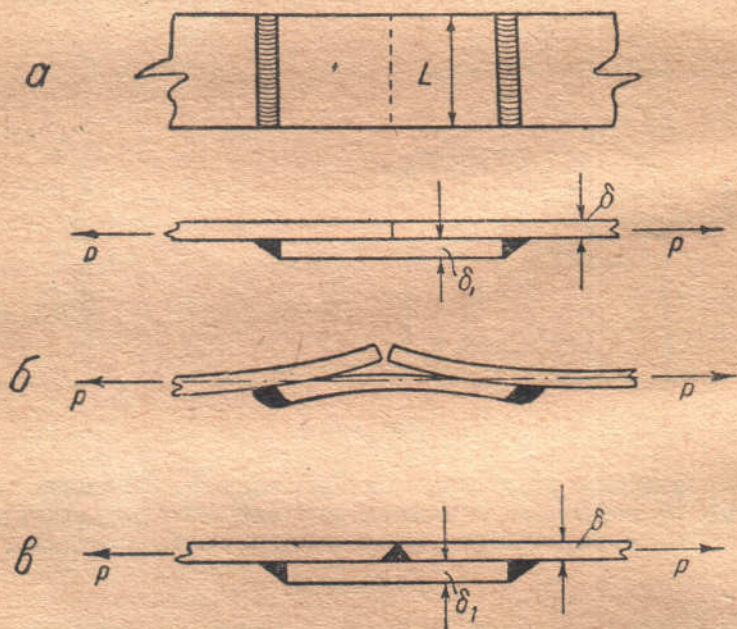


Рис. 136.

На рис. 137, а показано соединение с двусторонними накладками. Такой тип свободен от недостатков соединений с односторонними накладками, и потому ему отдается предпочтение в тех случаях, когда возможно поставить накладки с обеих сторон листа.

Расчет такого соединения ведется по формуле (28), причем за длину шва принимается суммарная длина швов А и В с одной стороны.

В случае, если стыкуемый таким образом лист работает полностью, т. е. напряжение в нем соответствует допускаемому на растяжение, то стык с двумя накладками (при толщине их равной толщине листа) не обеспечивает равнопрочности соединения.



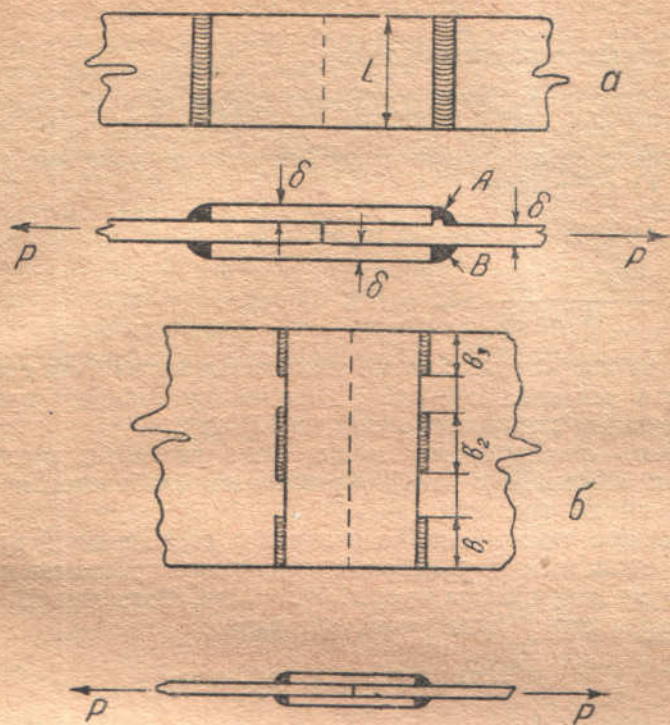


Рис. 137.

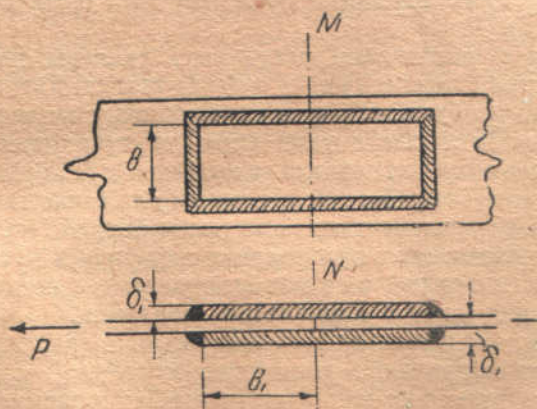


Рис. 138.



В самом деле сопротивление стыка  $P_{cm}$  по рис. 137 равно:

$$P_{cm} = 2 \cdot 0,7L\delta(\tau),$$

что для случая растяжения дает:

$$P_{cm} = 2 \cdot 0,7L\delta \cdot 900 = 1260 L\delta.$$

Сопротивление целого листа при основном допускаемом напряжении  $1400 \text{ кг/см}^2$  равно:

$$P_a = 1400L\delta$$

или на  $\frac{1400 - 1260}{1260} 100 = 11\%$  больше.

Равнопрочность стыка с двумя накладками может быть достигнута увеличением толщины накладок. Обычно эту толщину принимают больше толщины стыкуемого листа на 15—20%.

Прочность стыка листов может быть увеличена применением нескольких накладок с комбинированными (лобовыми и фланговыми) швами по рис. 138.

При расчете такого комбинированного соединения допускаемое напряжение для всех швов лобовых и фланговых принимается равным допускаемому напряжению на срез. Тогда, при обозначениях рис. 138, сопротивление стыка будет очевидно равно:

$$P = 2b \cdot 0,7\delta_1(\tau) + 4b_1 \cdot 0,7\delta_1(\tau)$$

или

$$P = L \cdot 0,7\delta_1(\tau), \quad (38)$$

где  $L$  — периметр одной накладки. При конструировании такого соединения следует обращать внимание на то, чтобы площадь поперечного сечения накладок по линии  $MN$  была достаточна для передачи усилия  $P$ .

Соединения с накладками могут быть усилены сваркой в стык стыкуемых листов (с последующим перекрытием стыкового шва накладками). Так как необходимо иметь поверхность стыкового шва заподлицо со стыкуемыми элементами (при двусторонних накладках), надлежит сперва сваривать стыковое соединение (с нормальным наплавом) с последующей обработкой (строжкой или зачисткой) шва заподлицо со стыкуемыми элементами; при таком порядке наложения и обработки шва решается при расчете соединения принимать те же допускаемые на стыковой шов комбинированного соединения напряжения, что и для швов с нормальным наплавом.

В случае наложения стыкового шва без наплава, надлежит допускаемое на шов напряжение уменьшить на 20%.

Назначение размеров накладок в комбинированном соединении со стыковым швом надлежит производить таким образом, чтобы напряжение в накладке было не больше напряжения материала стыкового шва.



#### д) Т-образные соединения

Т-образное сварное соединение изображено на рис. 139 и применяется в случаях прикрепления элементов, примыкающих друг к другу под прямым углом. Такие соединения очень часто встречаются при образовании так называемых составных сечений и в некоторых узловых соединениях. Т-образное соединение может работать в зависимости от действия сил на растяжение и сжатие или срезывание.

На рис. 139 показано соединение, работающее на растяжении. Расчет такого соединения производится по формулам, выведенным для лобового шва, с той только разницей, что вместо толщины листа принимается толщина шва, обозначенная на рисунке буквой  $h$ .

Таким образом, напряжение в шве на растяжение равно:

$$\sigma = \frac{P}{0,7hl} \quad (39)$$

где  $l$  — полная длина шва (в данном случае  $2b$ ), тогда необходимая длина шва:

$$l = \frac{P}{0,7h(\sigma)} \quad (40)$$

где  $(\sigma)$  — допускаемое напряжение шва на растяжение.

Из этой формулы следует, что необходимая длина шва для сопротивления некоторой силе  $P$  обратно пропорциональна толщине шва  $h$ . Между тем для шва внахлестку эта толщина определяется толщиной свариваемых элементов; в данном случае толщина произвольна и может быть больше или меньше толщины свариваемых элементов.

Во избежание чрезмерного прогрева элементов при сварке и для улучшения качества шва толщина шва в Т-образных соединениях не должна быть меньше 4 мм и больше  $2\delta$ , где  $\delta$  — наименьшая толщина свариваемых элементов, т. е. должно иметь место неравенство:

$$4 \text{ мм} < h < 2\delta.$$

При работе Т-образного соединения на срезывание, как, например, в сварных (из листов) двутавровых балках или в прикреплении балок к колоннам (рис. 140 и 141) напряжение в шве или необходимые длина и толщина его определяются по формулам (39) и (40), с той только разницей, что вместо нормального напряжения принимается касательное. Таким образом срезывающее напряжение в шве определяется по формуле:

$$\tau = \frac{Q}{0,7hl} \quad (41)$$

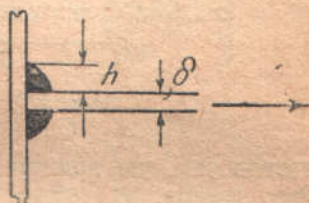
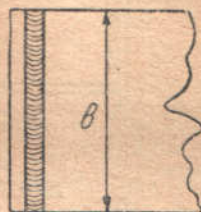


Рис. 139.



где  $Q$  — срезающая сила;  
 $h$  — толщина шва;  
 $l$  — суммарная длина швов.

Необходимая длина шва определяется при тех же обозначениях формулой:

$$l = \frac{Q}{0,7h(\tau)}, \quad (42)$$

где  $(\tau)$  — допускаемое напряжение на срезывание.

Для Т-образных соединений, так же как и для соединений внахлестку и накладками, вместо сплошного шва может быть применен прерывистый.

Наименьшая длина участка прерывистого шва [принимается равной 50 мм, расстояние в свету между отдельными участками шва не должно быть больше  $16\delta$  (где  $\delta$  — толщина самого тонкого элемента), но не более 250 мм. Толщина шва, так же как и для случая работы его на

растяжение, не должна превышать двукратной толщины свариваемых листов. В случае шпоночных (прерывистых) соединительных швов в растянутых элементах расстояние между шпонками в свету может быть увеличено до  $24\delta$ , но не более, чем до 400 мм.

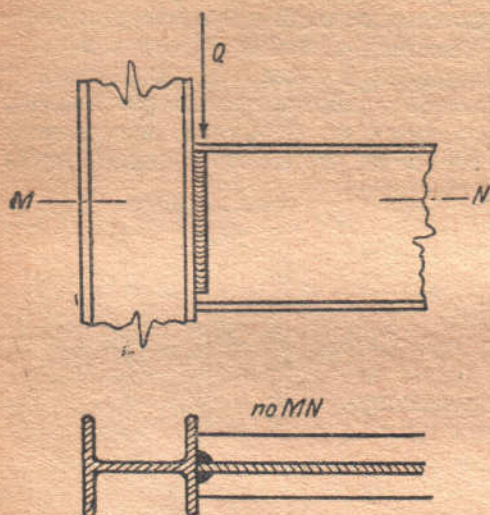


Рис. 140.

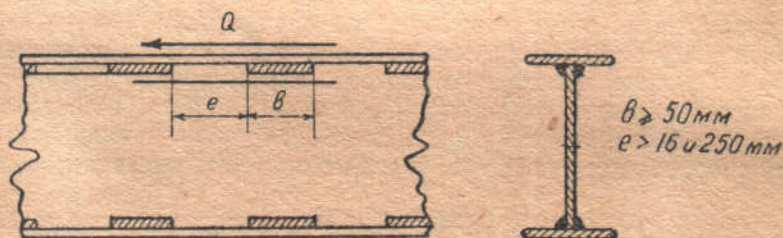


Рис. 141.

Т-образные сварные соединения применяются очень часто в прикреплении балок к колоннам и в этих случаях под влиянием опорного момента, обычно имеющего место в таких креплениях, кроме срезающих напряжений под действием силы  $Q$ , испытывают еще нормальные напряжения.

На рис. 142 и 143 показаны простейшие типичные крепления балок двутаврового сечения (безразлично сварных или прокатных) к колоннам.



Расчет таких соединений, при совместном действии момента  $M$  и поперечной силы  $Q$ , ведется путем определения возникающих в шве суммарных напряжений от действия этих сил и сравнения полученных напряжений с допускаемыми.

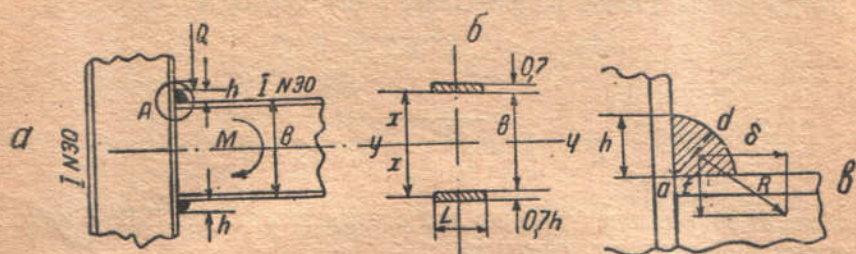


Рис. 142.

Если полученные напряжения окажутся больше допускаемых, толщину или длину швов увеличивают и вновь проверяют напряжение, пока оно не будет меньше допускаемого или равно ему, т. е. подбирают прочные размеры прикрепления по методу последовательных приближений, который, как уже указано выше, очень часто применяется при расчете металлических конструкций. Определение наибольших напряжений в шве от совместного действия момента и вертикальной силы производится следующим образом.

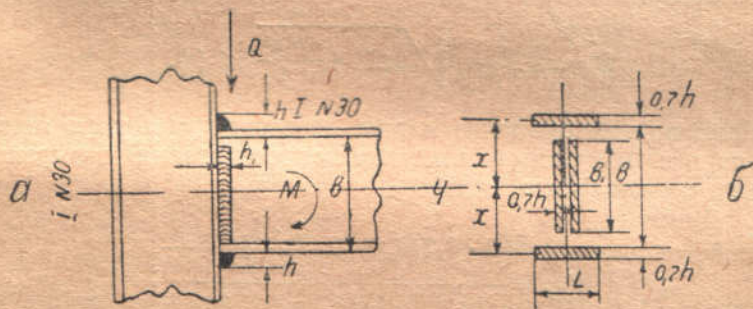


Рис. 143.

Под влиянием действия момента и вертикальной силы по опасному сечению  $ad$  верхнего шва на рис. 142,  $a$  и 142,  $b$ , возникнут соответственно напряжения  $\sigma$  и  $\tau$ . Равнодействующая этих напряжений  $R$  будет, очевидно, максимальным напряжением, возможным в сварном шве, при совместном действии момента и поперечной силы. Называя момент сопротивления прикрепления относительно оси  $yy$  (рис. 142,  $b$ ) через  $W_{yy}$ , а площадь приварки (по сечению  $ad$  рис. 142,  $b$ ) через  $\sigma$ , определим напряжение от момента, которое равно:

$$\sigma = \frac{M}{W_{yy}},$$



а от вертикальной силы:

$$\tau = \frac{Q}{\omega}$$

Тогда максимальное напряжение, очевидно, будет

$$R = \sqrt{\sigma^2 + \tau^2}$$

или

$$R = \sqrt{\frac{M^2}{W_{yy}^2} + \frac{Q^2}{\omega^2}} \leq (\tau). \quad (43)$$

Момент сопротивления швов для соединения по рис. 142, б можно с достаточной точностью приравнять:

$$W_{yy} = 2 \frac{x^2 \omega}{x} = 2\omega x$$

или

$$W_{yy} = 0,7hL \cdot 2x = 1,4hLx = 0,7hLb.$$

Тогда, подставляя в уравнение (43), получаем:

$$R = \sqrt{\frac{M^2}{(0,7hL)^2 b^2} + \frac{Q^2}{(0,7 \cdot 2hL)^2}}$$

или преобразуя:

$$R = \frac{1}{0,7hLb} \sqrt{M^2 + \frac{Q^2 b^2}{4}} \leq (\tau). \quad (44)$$

Аналогичное рассуждение можно привести для случая прикрепления по рис. 143. Значение момента сопротивления прикрепления для этого случая будет:

$$W_{yy} = \frac{2 \cdot 0,7hLx^2 + \frac{2 \cdot 0,7h_1 b_1^3}{12}}{x};$$

$$W_{yy} = 1,4hLx + \frac{1,4h_1 b_1^3}{12x} = 0,7hLb + \frac{0,7h_1 b_1^3}{3b}, \quad (45)$$

а площади

$$\omega = 1,4hL + 1,4h_1 b_1. \quad (46)$$

Подстановка этих значений в формулу (43) дает окончательное значение максимальных напряжений в соединении для второго случая. Ввиду сложности этих преобразований при расчете нужно подставлять числовые значения непосредственно в формулы (45) и (46), а полученные из этих формул числовые значения  $W_{yy}$  и  $\omega$  в формулу (43).

При прикреплении двутавровых балок часто применяют обварку концов их по контуру согласно рис. 144. Тогда при обозначениях



этого рисунка наибольшее нормальное напряжение в швах, прикрепляющих полку балки (от действия момента), может быть определено по формуле:

$$\sigma_1 = \frac{M \left( \frac{b}{2} - \frac{\delta}{2} \right) F_n}{J} : \omega_n,$$

где  $\delta$  — толщина полки балки;

$J$  — момент инерции сечения балки;

$F_n$  — площадь сечения одной полки балки;

$\omega_n$  — расчетная площадь швов, прикрепляющих одну полку.

Первый член приведенной формулы представляет собой силу, передаваемую полкой балки прикреплению.

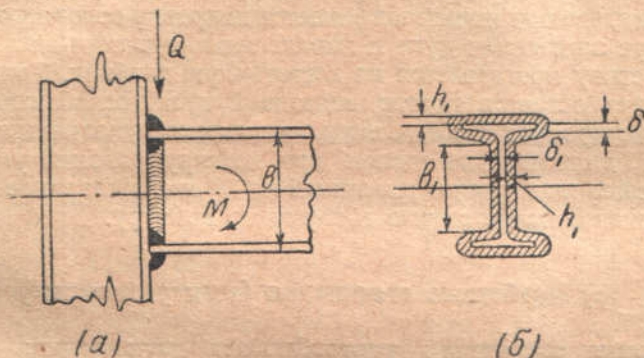


Рис. 144.

Наибольшее нормальное напряжение в швах, прикрепляющих стенку, определится, очевидно, по формуле:

$$\sigma_2 = \frac{M b_1 \delta_1}{J_2} : 2 \cdot 0,7 \cdot h_1.$$

Перерезывающая сила предполагается воспринимаемой равномерно всеми швами, прикрепляющими балку. Тогда срезающее напряжение определяется по формуле:

$$\tau = \frac{Q}{\sum \omega},$$

где  $\sum \omega$  — суммарная расчетная площадь всех швов прикреплению.

Суммарные напряжения в швах от нормальных и срезающих сил будут, очевидно, равны:

для швов полки:

$$\sigma = \sqrt{\sigma_1^2 + \tau^2},$$

для швов стенки:

$$\tau = \sqrt{\sigma_2^2 + \tau^2}.$$



Швы прикрепления балок, обваренных по контуру, разрешается также рассчитывать по упрощенной формуле:

$$\tau = \sqrt{\left(\frac{M}{W_{ш}}\right)^2 + \left(\frac{Q}{\sum \omega}\right)^2} \leq (\tau),$$

где  $W_{ш}$  и  $\sum \omega$  — расчетные моменты сопротивления и суммарная площадь швов обварки по контуру.

Получаемые по вышеприведенным формулам суммарные напряжения от нормальных и срезывающих сил не должны превышать допускаемого напряжения на срезывание.

При назначении длины швов, определенных расчетом, или при определении возникающих в сварном соединении напряжений, следует иметь в виду, что при начале шва имеется непровар основного металла, так как при зажигании дуги и начале накладывания шва основной металл не сразу прогревается на достаточную глубину. Точно так же в конце шва остается кратер вольтовой дуги, ослабляющий шов. Уменьшение прочности соединения, вызываемое указанными обстоятельствами, должно быть учтено при конструировании *увеличением длины каждого шва против расчетной на 10 мм*. Указанное добавление не производится в случае обварки по контуру.

### е) Прочные соединения (электрозаклепки)

Прочные соединения употребляются двух родов: сквозные и несквозные.

Сквозные прочные соединения (электрозаклепки) состоят из заполненных наплавленным металлом отверстий, просверленных в обоих свариваемых элементах. Такое соединение показано на рис. 145.

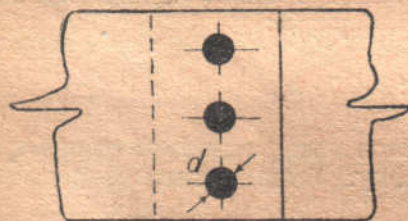


Рис. 145.

Несквозные прочные соединения осуществляются заполнением наплавленным металлом отверстий, проделанных лишь в одном из свариваемых элементов.

Такое соединение изображено на рис. 146.

В качестве рабочего соединения допускаются только несквозные прочные соединения, притом только в комбинации с другими швами.

Прочные соединения работают, очевидно, на срезывание наплавленного металла по плоскости соприкосновения листов и потому рассчитываются по формуле аналогичной выведенной для заклепочных соединений.



Таким образом сопротивление сварного пробочного соединения определяется формулой:

$$P = n \frac{\pi d^2}{4} (\tau), \quad (47)$$

где  $n$  — количество пробок в соединении;

$d$  — диаметр пробки;

$(\tau)$  — допускаемое напряжение сварного шва на срезывание.

Потребное количество пробок диаметра  $d$  для сопротивления силе  $P$  определяется, очевидно, уравнением:

$$n = \frac{4P}{\pi d^2 (\tau)}. \quad (48)$$

При действии динамических нагрузок не допускается применение пробок в качестве рабочего соединения.

Отверстия для несквозных пробочных соединений раззенковываются под углом  $\alpha$  равным  $90^\circ$  (рис. 146, б). Не обязательно, чтобы раззенковка производилась на всю толщину листа; при элементах большой толщины можно ограничиться частичной раззенковкой по рис. 146, в с тем, чтобы величина  $a$  не превысила 5 мм.

Внутренний диаметр пробки  $d$  выбирается равным от  $1,8\delta$  до  $2,5\delta$ , где  $\delta$  — толщина привариваемого элемента. При толщине листа 5 мм и меньше раззенковки можно не делать.

Равным образом не раззенковываются дыры сквозных пробочных соединений.

Несквозные пробочные соединения могут употребляться как нормальные рабочие соединения в комбинации с другими швами, а чаще всего — для соединения между собой широких листов, приваренных фланговыми или лобовыми швами.

Сквозные пробочные соединения применяются с целью заполнения отверстий монтажных болтов, предусматриваемых для сборки конструкции или для соединения между собой нескольких широких листов (пакетов), сваренных лишь по краям.

При расчете элементов, работающих на растяжение и имеющих в себе отверстия для пробочных соединений, надлежит учитывать ослабление этих элементов отверстиями, как при расчете клепаных конструкций.

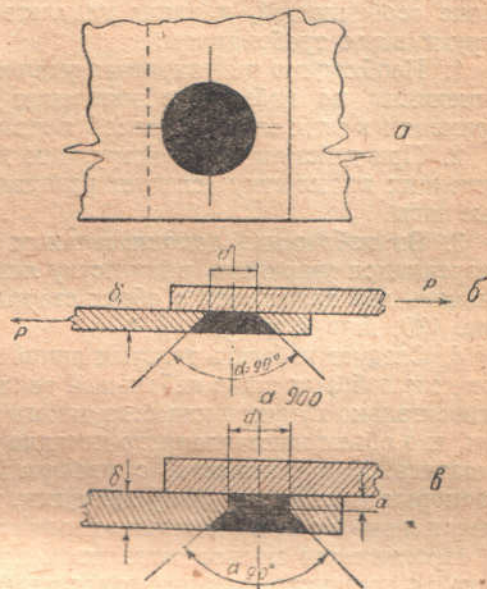


Рис. 146.



Это обстоятельство лишает сварные конструкции с пробочными соединениями одного из основных их преимуществ по сравнению с клепаными — лучшего использования материала; поэтому следует избегать применения пробочных соединений в сварных конструкциях, допуская их лишь в случае крайней необходимости (для соединения между собой широких листов — пакетов). Применение пробочных соединений неудобно также тем, что требует подачи материала под дыропробивные прессы и сверлильные станки, значительно удорожающей процесс изготовления.

Сварные соединения, так же как заклепочные, кроме перечисленных выше особенностей, должны удовлетворять следующим общим конструктивным требованиям:

1. Необходимо центрировать усилия, передаваемые сварными соединениями во избежание появления дополнительных напряжений, применяя в этих случаях способ приварки, показанный на рис. 135.

2. При действии на конструкцию динамической нагрузки в соединениях внахлестку следует развивать главным образом фланговые швы.

3. Во избежание дополнительных напряжений в материале не разрешается сваривать внахлестку лишь одним лобовым швом, а назначать два таких шва с обеих сторон нахлестки (как показано на рис. 130, шов *A* и *B*).

4. Следует избегать толстых швов. Выгодность применения фланговых и лобовых швов небольшой толщины обуславливается (помимо относительно лучшего качества такого шва по сравнению с толстыми) тем, что объем наплавленного металла на единицу длины шва, а, следовательно, и стоимость, с увеличением размера шва, возрастает пропорционально квадрату толщины, тогда как прочность увеличивается лишь пропорционально первой степени этой толщины.

Практически пользование швами толщиной меньше 4 мм имеет мало преимуществ, так как относительная скорость сварки при применении малых толщин значительно уменьшается, с другой стороны, швы толще 16 мм мало экономичны. В соответствии с изложенным надлежит предпочитать непрерывный шов небольшой толщины привистому, но более толстому.

5. Горизонтальные листы сжатых поясов подкрановых балок большой ширины, широкие листы колонн, накладки в стыках вертикальных стенок балок и вообще листы, работающие на сжатие, если они имеют ширину, превышающую 30-кратную толщину листа, должны быть снабжены рядом несквозных пробок. При очень широких листах могут быть применены два и больше рядов пробок, причем расстояние между рядами, или от крайнего ряда до края листов, не должно превышать 30-кратной толщины листа. Расстояние между пробками в продольном направлении не должно быть больше 20-кратной толщины листа и во всяком случае не больше 300 мм.

В заключение надлежит обратить внимание на то, что при расчете клепаных и сварных соединений, равно как и для всех расчетов в дальнейшем, надлежит следить за правильным измерением подставляемых в указанные формулы величин. Иначе говоря, если расчет



ведется, скажем, в килограммах и сантиметрах, то все величины как нагрузок, так и напряжений, площадей, диаметров, толщин, моментов инерции и сопротивления и т. п. должны приниматься в этих измерениях. В некоторых случаях при отдельных подсчетах для удобства вычислений можно пользоваться и другими измерениями, например, тоннометрами, миллиметрами для толщин и размеров, но при подстановке в формулы нужно внимательно следить, чтобы все входящие величины были приведены к одному измерению.

Мы заостряем внимание на этом обстоятельстве, так как именно в этой части расчета очень часто ошибаются начинающие проектировщики и конструкторы.

---



## ЭЛЕМЕНТЫ, ВХОДЯЩИЕ В СОСТАВ КАРКАСНЫХ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ ЗДАНИЙ

Наибольшее применение металлические конструкции получили в постройке каркасов промышленных зданий. В главе первой мы указали на причины, побудившие применять металл для таких сооружений, а в главе второй дали общее описание и фотографии некоторых, наиболее характерных сооружений из металла. Большая часть этих сооружений представляет собой именно каркасы промышленных зданий.

Переходя к изложению правил расчета и конструирования таких зданий, рассмотрим в первую очередь основные элементы, входящие обычно в состав каркаса промышленного здания фахверкового типа, приспособленного для движения мостовых подъемных кранов. Здания такого типа могут быть различных размеров и конструкций с одним или несколькими рядами (по высоте) подкрановых путей для движения мостовых кранов и т. п.; однако основные элементы всех таких зданий сохраняют свои характерные особенности, и для них могут быть даны общие правила расчета и конструирования, применяемые с некоторыми изменениями для всех частей, входящих в состав зданий перечисленных выше различных типов.

Для того чтобы наглядно представить элементы, входящие обычно в состав каркасного здания, и взаимную связь их, мы проводим на рис. 147 в аксонометрической проекции схему части однопролетного прямоугольного здания с защемленными в фундаментах колоннами, связанными в верхней своей части стропильными фермами.

Такой тип здания является характерным и наиболее распространенным в промышленном строительстве.

В состав каркаса этого здания входят следующие основные элементы:

1. Обрешетины, расположенные поверх стропильных ферм в верхних узлах их и идущие параллельно скату. Назначение обрешетин — служить опорой для кровли и передавать давление кровли (располагаемой поверх обрешетин) в узлы стропильных ферм.

2. Стропильные фермы, показанные на рисунке жирными линиями. Фермы эти опираются на верхушки колонн и служат для поддержания кровли здания.

3. Связи между фермами (диагонали, соединяющие верхние узлы ферм  $abcd$  и  $b'a'$ ). Назначение связей — обеспечить устойчивость ферм.



Указанные три элемента носят общее название *перекрытие*.

4. Подстропильные фермы  $ee'e'e$ , соединяющие верхушки колонн в продольном направлении, служащие для связи колонн, поддержания каркаса фахверка и для промежуточных стропильных ферм IV, V и т. д.

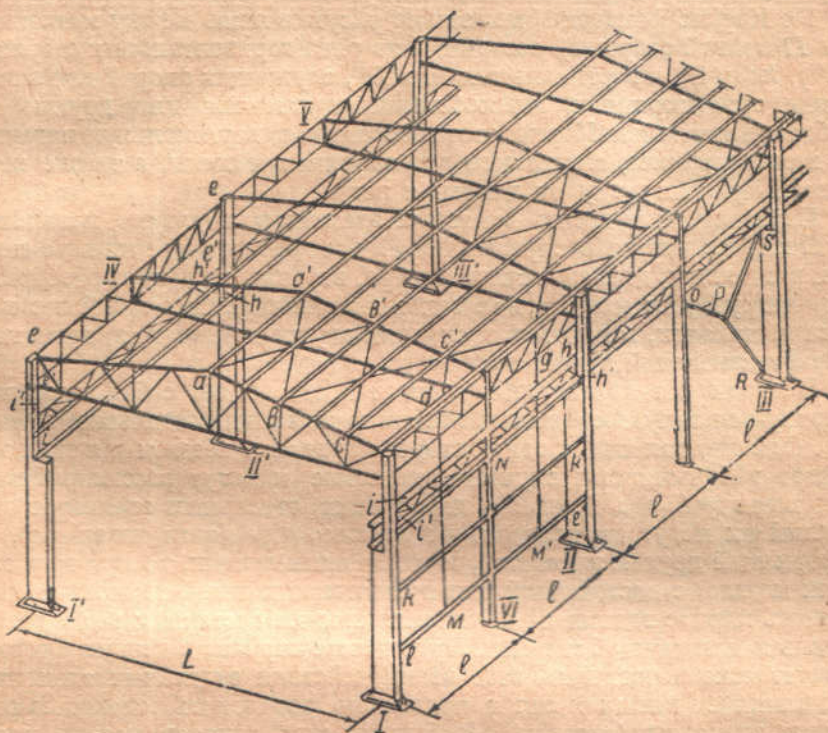


Рис. 147. Обрешетины кровли и скатные связи в левой части кровли не показаны. Раскосы и стойки стропил показаны только в первой (торцевой) ферме; каркас фахверка показан только между I и II колоннами правой стены.

5. Подкрановые балки  $i-h$  и т. д., опирающиеся на колонны и являющиеся путями для движения вдоль здания мостовых подъемных кранов. К подкрановым балкам относятся также *тормозные* горизонтальные фермы  $ii'-hh'$ , служащие для восприятия горизонтальных сил, передающихся мостовым краном на подкрановые балки при внезапном торможении передвигаемого груза.

6. Основные колонны I, II, III и т. д., поддерживающие стропильные и подстропильные фермы, подкрановые балки и каркас фахверка.

7. Промежуточные колонны VI и т. д., воспринимающие вес каркаса фахверка и горизонтальные силы давления ветра на стену.



8. Тормозные рамы *OPRS*, расположенные в плоскости колонн и служащие для восприятия продольных тормозных сил, возникающих в случаях торможения движущегося моста крана.

9. Крепление колонн: анкерные болты, заделываемые в фундаменты при заземленных колоннах, или отдельные опорные части, клепаные, литые или сварные при шарнирном закреплении колонн (эти части на рис. 147 не показаны).  $\blacksquare$

10. Каркас фахверка (показан на рисунке лишь между колоннами *I* и *II* правой стороны), состоящий из ряда горизонтальных стержней  $i'h^1$ ,  $kk'$  и  $ll'$ , и вертикальных  $M$  и  $M'$ , служащих опорой для заполнения стен кирпичом, шлакобетонными камнями или другим подобным материалом. Каркас этот воспринимает вертикальную нагрузку от веса материала, служащего для заполнения стены, а также горизонтальную нагрузку от давления ветра.

Перечисленные десять основных элементов образуют металлический каркас здания, воспринимающий все действующие на него силы, т. е. вес кровли, давление снега и ветра, вертикальную и горизонтальную нагрузку от кранов, вес заполнения стен, собственный вес каркаса и, наконец, в некоторых случаях внутренние усилия, возникающие от изменений температуры.

В целом вся конструкция здания представляет собой пространственную систему, состоящую из взаимно связанных отдельных элементов. Однако, так как, с одной стороны, узловые соединения этих элементов в большинстве случаев нежесткие и могут рассматриваться как шарниры, а с другой — деформации отдельных элементов или группы их могут происходить независимо или почти независимо от деформаций других элементов, к ним примыкающих, то при вычислениях можно, с достаточной для практических целей точностью, рассчитать каркас здания на отдельные плоские системы и вести расчет отдельно для каждой системы. При расчете каркаса в первую очередь следует ясно представить себе взаимодействия отдельных элементов под влиянием внешних сил и правильно расчленить каркас на расчетные элементы (системы). В большинстве случаев можно пользоваться приведенным выше делением на 10 основных частей.

В дальнейшем, при ведении вычислений и описании конструирования, мы будем придерживаться этого подразделения, причем взаимодействия отдельных элементов будут выяснены по мере изучения работы их в сооружении и способов их расчета. Так как в большинстве случаев указанные отдельные элементы являются системами статически определимыми, то проектирование их может производиться в следующей последовательности:

- 1) выбор типа конструкции;
- 2) определение внешних сил, действующих на проектируемый элемент;
- 3) определение усилий, возникающих в частях элемента;
- 4) определение, на основании вычисленных усилий прочных размеров, отдельных частей элемента (подбор сечений);

<sup>1</sup> Служит одновременно поясом горизонтальной тормозной фермы.



5) конструирование элементов (вычерчивание с указанием всех необходимых для изготовления элемента размеров).

В тех случаях, когда рассчитываемые элементы являются системами статически неопределимыми, усилия, возникающие в отдельных стержнях, находятся в зависимости от их размеров, и в этом случае порядок расчета в части этих двух пунктов ведется параллельно.

На этом мы заканчиваем общее описание элементов, входящих в состав типичного каркасного здания промышленного типа, и переходим к изложению правил и способов проектирования отдельных элементов.

При этом проектировании надлежит иметь в виду, что основной задачей проектировщика, при выборе типа конструкции и ее детальном конструировании, является нахождение наиболее экономичного решения как с точки зрения первоначальных затрат на сооружение здания, так и последующих расходов на его эксплуатацию.

Основным фактором, влияющим на первоначальную стоимость металлической конструкции, является ее вес. Чем меньше вес конструкции, тем обычно меньше ее полная стоимость. Однако этот фактор не всегда является решающим. Стоимость сооружения, кроме зависимости от веса расходуемого металла, очевидно, зависит также от сложности конструкции, поскольку она влияет на стоимость изготовления и монтажа, а также от выбора отдельных профилей металла, стоимость которых не одинакова и для некоторых профилей может колебаться до 30% от основной цены за тонну. Эти последние факторы в некоторых случаях приводят к тому, что облегчение конструкции, достигаемое чрезмерным усложнением проектирования (введение большого разнообразия конструкции в целях максимального использования материала, введение специальных профилей и т. п.) нередко ведет к удорожанию всего сооружения в целом.

Равным образом выбор при проектировании слишком малых сечений некоторых элементов, хотя и удешевляет первоначальную стоимость сооружений, но может увеличить эксплуатационные расходы, вследствие необходимости в частом ремонте (смена элементов, подвергающихся ржавлению, повреждаемых случайными неучитываемыми нагрузками и т. п.).

Таким образом выбор конструкции, отвечающей наиболее экономичному решению в целом, зависит от ряда взаимно противоречащих факторов и должен быть произведен на основании внимательного отношения ко всем деталям при проектировании и учета всех влияющих на стоимость сооружения обстоятельств.

В дальнейшем при изложении проектирования отдельных элементов конструкций мы постараемся обратить внимание на наиболее существенные факторы, влияющие на стоимость сооружения.

---



## ГЛАВА VII

### ПЕРЕКРЫТИЕ

Назначение перекрытия — предохранить внутренность здания от действия атмосферных влияний (холодная кровля), а также изолировать помещение от колебаний температуры наружного воздуха (теплая кровля). Перекрытие состоит из следующих основных элементов:

1) кровли, представляющей собой сплошной настил, воспринимающий непосредственно атмосферные влияния;

2) обрешетин, состоящих из металлических или деревянных балок, расположенных обычно перпендикулярно скату (параллельно коньку);

3) стропильных ферм со связями, служащих опорой для кровли и обрешетин и передающих все давление от веса перекрытия и нагрузки на него — на колонны или стены.

Верхняя часть перекрытия — кровля, обычно не является *металлической конструкцией* здания, но, в виду того, что конструкция всего перекрытия в целом в значительной степени зависит от рода и типа кровли, мы считаем нужным дать описание употребляемых в СССР конструкций кровель и их расчет за исключением железобетонных рассматриваемых в соответствующих курсах по железобетону. Проектирование перекрытия ведется в следующем порядке: 1) проектирование кровли, 2) проектирование обрешетин, 3) проектирование стропильных ферм. Такой именно последовательности мы будем держаться.

#### 1. Кровля

Кровля состоит из верхнего настила, который должен быть изготовлен из материала, непроницаемого для воды, и нижнего, служащего опорой для верхнего настила. Кроме того, при теплой кровле в нижнем настиле располагают обычно малотеплопроводные материалы для тепловой изоляции.

В последнее время для больших перекрытий применяется также, так называемая, полутеплая кровля, рассчитанная на подтаивание снега за счет теплопроводности кровли. Основным преимуществом такой кровли является возможность избежать очистки снега, что для больших промышленных зданий (уборка снега с которых невоз-



можно), позволяет снизить снеговую нагрузку<sup>1</sup>. Конструкция таких кровель чаще всего состоит из железобетонных тонких плит.

Самыми распространенными материалами для верхнего настила кровли служат железо крашеное или оцинкованное, рубероид, этернит, черепица и волнистое железо; кроме того, в случае необходимости устройства верхнего света, в качестве кровельного материала на отдельных участках применяют стекло.

Основным требованием, предъявляемым к кровельному материалу, является его непроницаемость. Непроницаемость кровли зависит от материала кровли и ее уклона. Чем плотнее материал и чем лучше соединение отдельных элементов кровли между собой, тем меньше может быть уклон кровли, и наоборот.

Выбор материала для кровли определяется целым рядом причин, причем, разумеется, основным требованием является его экономичность как при постройке, так и в эксплуатации; кроме того, материал кровли должен удовлетворять специальным требованиям, которые могут быть предъявлены в зависимости от назначения сооружения. К таким требованиям относятся безопасность в пожарном отношении, легкость (при больших пролетах), сопротивляемость действию паров или газов и т. п.

Для того, чтобы обеспечить непроницаемость кровли при стоке воды, минимальный уклон кровли, в зависимости от рода материала, должен быть следующий:

Материал кровли	Уклон
Кровельное железо . . . . .	1/6 = 9°30'
Рубероид . . . . .	1/10 = 5°40'
Этернит <sup>2</sup> . . . . .	1/3 = 18°30'
Черепица . . . . .	1/3 = 18°30'
Волнистое железо . . . . .	1/5 = 11°10'
Железобетонная кровля . . . . .	1/60 = 1°
Стеклянная » . . . . .	1/1 = 45°

При теплой деревянной кровле нижний настил делается двойным с прокладкой между нижним и верхним рядом досок слоя войлока и толя.

### 1) РАСЧЕТ ДЕРЕВЯННОГО НАСТИЛА

Нижний настил укладывается или непосредственно на обрешетинах, уложенных по верхнему поясу стропильных ферм параллельно коньку, по рис. 148 (в этом случае доски располагаются вдоль ската кровли), либо по брускам, уложенным по обрешетинам, по рис. 149 (в этом случае доски располагаются поперек ската).

Первый случай встречается чаще всего при теплой кровле, требующей двойного ряда досок, и при не слишком большом расстоянии между обрешетинами (до 2<sup>1</sup>/<sub>2</sub> м). В случае холодной кровли, проектируемой из одного ряда досок, и большого расстояния между обрешетинами, свыше 2<sup>1</sup>/<sub>2</sub> м, выгоднее устраивать кровлю по второму варианту (рис. 149). В целях определения наиболее экономичного

<sup>1</sup> См. главу о нормах нагрузок.

<sup>2</sup> Асбофанера.



решения необходимо для каждого конкретного случая рассчитать сравнительные варианты и определить ту конструкцию кровли, которая дает наименьшую суммарную стоимость настила и обрешетки.

В обоих указанных случаях расположения настила доски его рассчитываются на изгиб, как балка, свободно лежащая на опорах, которыми являются обрешетины или скатные брусья.

Нагрузка на кровлю складывается из следующих элементов:

1) нагрузок от внешних сил, состоящих из давления снега, ветра и веса человека;

2) собственного веса кровли, складывающегося из веса кровельного материала, веса нижнего настила и веса теплоизоляционных материалов.

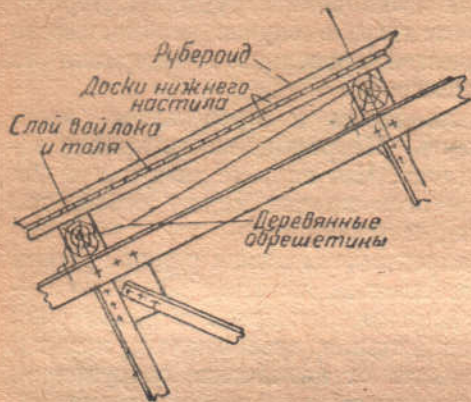


Рис. 148.

Давление снега определяется в зависимости от средней максимальной толщины снегового покрова и угла наклона кровли к горизонту. Для определения этого давления пользуются данными таблицы 34 и указаниями, приведенными в главе IV в разделе о снеговой нагрузке.

При наклоне кровли в  $50^\circ$  к горизонту и больше снеговая нагрузка в расчет не принимается.

Способы определения нагрузок от действия ветра приведены выше в главе IV.

В отличие от снеговой нагрузки давление ветра принимается действующим нормально к направлению ската (а не вертикально, как для снега), измеряется в килограммах и относится к  $1 \text{ м}^2$  поверхности кровли.

Давление ветра может быть положительным, т. е. действующим внутрь здания или отрицательным (отрывающим кровлю), в зависимости от конфигурации кровли.

Вес человека  $P$  при расчете кровли принимается равным 100 кг, считается направленным вертикально и распределяющимся на две доски.

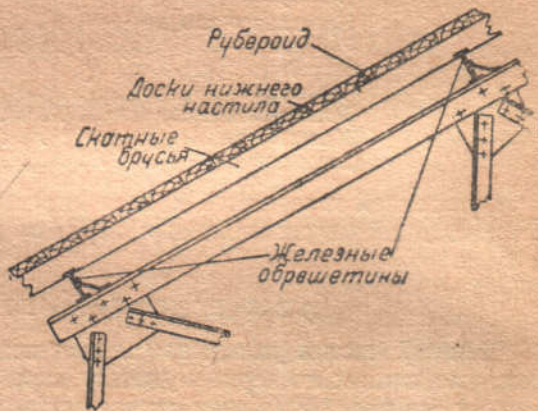


Рис. 149.



Собственный вес кровли и настила может быть определен точно лишь после расчета настила и определения его размеров.

При расчете кровли принимают предварительно ориентировочный ее вес на основании следующих опытных данных (таблица 57).

Таблица 57

Ориентировочный вес кровли (кг)

№	Характер или материал кровли	Вес 1 м <sup>2</sup> кровли	Примечание
1	Листовое железо по деревянным рейкам	30	
2	То же по металлической обрешетке . . . . .	25	
3	То же из волнистого железа . . . . .	15—20	Без обрешетки
4	Черепичная кровля по деревянным рейкам . . . . .	100	
5	Эггритовая на деревянном сплошном настиле . . . . .	45	
6	Рубероидная на деревянном сплошном настиле . . . . .	45	
7	Теплая кровля из двух слоев досок с прокладкой войлока, покрытая кровельным железом . . . . .	65	
8	То же без реек . . . . .	55	
9	То же крытая рубероидом . . . . .	51	
10	Жел.-бетонная кровля приведенной толщиной 6 см с утеплением шлаком в 8 см	208	
11	Стеклянная одиночная по металлическим горбылкам . . . . .	30	
12	То же с армированным стеклом . . . . .	35	
13	Покрытие кровельным железом . . . . .	7	Без нижн. настила
14	» » толем . . . . .	4	
15	» рубероидом . . . . .	3	
16	» плоской черепицей . . . . .	80	
17	» голландской черепицей . . . . .	90	
18	Войлок . . . . .	1	
19	Стекло толщиной 5 мм . . . . .	14	
20	Проволочное стекло . . . . .	20	

После определения толщины досок настила окончательный вес кровли уточняется и расчет остальных элементов перекрытия ведется на основании этого уточненного веса.

При расчете всякого элемента сооружения должны быть приняты во внимание все действующие силы, но при этом, как уже указывалось в главе IV (о допускаемых напряжениях и нормах нагрузок), действующие на сооружение силы должны быть разбиты на две группы: на силы, регулярно действующие, при которых принимается основное допускаемое напряжение, и на силы от действия нерегулярных и случайных нагрузок, при которых принимаются повышенные допускаемые напряжения. При расчете кровли принимаются комбинации нагрузок, приведенные в таблице 58 (см. стр. 173).



Последовательность расчета при проектировании кровли принимается следующая: сперва в зависимости от уклона кровли и географического расположения сооружения определяют внешние силы согласно указаниям, приведенным в главе IV, затем задаются ориентировочно весом кровли на основании данных таблицы 57, потом, пользуясь полученными данными, задаются такой комбинацией нагрузок из числа перечисленных выше, которая дает наибольшие изгибающие моменты в досках настила. Дальнейший расчет сводится к подбору толщины досок настила и определению наибольшего напряжения, которое не должно превышать допускаемого<sup>1</sup>.

При определении наибольшего изгибающего момента и прогиба доски настила рассматриваются как свободно опертые на опорах (обрешетинах) разрезные балки. Следует иметь в виду, что давление ветра, снега и собственного веса дается в килограммах на кв. метр поверхности кровли; вес же человека является сосредоточенным грузом и считается распределяющимся на две доски. Поэтому для того, чтобы исчислить сплошную нагрузку, приходящуюся на одну доску, необходимо предварительно задаться ее шириной. Таким образом, если

$b$  — ширина доски (м),

$P_c$  — давление снега (обычно в кг/м<sup>2</sup> и направлено вертикально),

$P_a$  — давление ветра (кг/м<sup>2</sup>) (направлено нормально скату),

$\alpha$  — угол наклона кровли к горизонту,

$q$  — собственный вес кв. метра кровли (кг),

100 кг — вес человека (с инструментом),

$l$  — расстояние между осями обрешетин или осями скатных брусьев (пролет досок настила), то мы получим следующие значения нагрузок на доски настила:

Нагрузка на пог. метр доски, нормально к скату от давления снега:

$$bP_c \cos \alpha \text{ кг/м}^2,$$

то же от давления ветра:

$$bP_a \text{ кг/м}^2;$$

то же от собственного веса:

$$bq \cos \alpha \text{ кг/м}^2.$$

Давление от сосредоточенного груза веса человека нормально к скату, приходящееся на одну доску:

$$\frac{100}{2} \cos \alpha = 50 \cos \alpha \text{ кг.}$$

При этих условиях изгибающий доску момент, при действии сил, например, по комбинации 2 (см. таблицу 58) будет:

$$M_3 = (bP_c \cos \alpha + bP_a + bq \cos \alpha) \frac{l^2}{8} = \frac{bl^2}{8} (P_c \cos \alpha + P_a + q \cos \alpha). \quad (49)$$

<sup>1</sup> Кроме того, доски настила проверяются на прогиб. Величина этого прогиба, во избежание расстраивания кровельного материала, не должна превышать установленных норм (см. стр. 176).



Комбинации расчетных нагрузок при расчете кровли

Уклон кровли	№	Комбинации нагрузок	Допускаемое напряжение	Примечание
Уклон кровли $0 < \alpha < 50^\circ$		Для деревянных элементов		
	1	Давление снега плюс вес человека, плюс собственный вес	Основное	
	2	Давление снега плюс давление ветра, плюс собственный вес	Основное	
		Для металлических элементов		
Уклон кровли $\alpha = 50^\circ$ и больше	3	Давление снега плюс вес человека, плюс собственный вес	Основное	
	4	Давление снега плюс давление ветра, плюс собственный вес	Повышен.	Или, что то же самое, 0,82 от суммарного давления снега, ветра и собствен. веса, но при основном допускаемом напряжении
		Для деревянных и металлических элементов и стекла		
	5	Давление ветра плюс собственный вес	Основное	
	6	Вес человека плюс собственный вес	Основное	При расчете стекла нагрузка весом человека в расчет не принимается

*Примечание* Следует иметь в виду, что нагрузка от снега, собственного веса и веса человека направлена вертикально, нагрузка же от давления ветра направлена нормально к поверхности ската; таким образом, суммируя силы при указанных в таблице комбинациях, надлежит предварительно разложить вертикальные силы на направление нормальное скату и параллельное ему.



При действии сил по комбинации 1 момент будет, очевидно:

$$M_2 = \frac{bl^2}{8} \cos \alpha (P_c + q) + \frac{50l}{4} \cos \alpha. \quad (50)$$

Аналогичным способом могут быть определены моменты, изгибающие доски настила для всех изложенных выше комбинаций нагрузок. Наибольший из этих моментов принимается за расчетный для конструкции настила. После нахождения максимального изгибающего момента определение прочных размеров настила не представляет затруднений. При допуске напряжении досок на изгиб, равно  $(\sigma)$ , необходимый момент сопротивления доски, очевидно, будет равен:

$$W = \frac{M_{\max}}{(\sigma)}, \quad (51)$$

откуда толщина доски  $\delta$  при ширине ее  $b$  найдется из уравнения:

$$W = \frac{b\delta^2}{6},$$

т. е. будет равна

$$\delta = \sqrt{\frac{6W}{b}}. \quad (52)$$

Полученная по этой формуле необходимая толщина округляется в сторону увеличения до ближайшей по стандарту лесных материалов.

Если кровля холодная, т. е. проектируется из одного ряда досок, и полученная по формуле (52) толщина доски окажется больше 50 мм, необходимо изменить конструкцию кровли, уменьшив соответственно расстояние между обрешетинами в случае, когда настил укладывается непосредственно на них, — или перейти на другую конструкцию кровли (путем устройства настила по скатным брускам, как показано на рис. 149).

Следует иметь в виду, что расстояние между обрешетинами не является произвольным, а зависит от конструкции стропильных ферм, так как обрешетины, по соображениям изложенным ниже, должны быть расположены над узлами фермы.

Таким образом проектирование кровли должно быть увязано с проектом всего перекрытия в целом.

В случае устройства теплой кровли из двух рядов досок одинаковой толщины, при определении необходимого момента сопротивления доски по формуле (51), нужно, очевидно, взять для момента половину его максимального значения.

Кровлю, которая должна состоять из двух рядов досок, выгоднее, особенно в целях уменьшения прогиба, проектировать из досок разной толщины, причем один слой должен быть принят возможно более тонким и не превышать 20 или 25 мм; толщина же другого слоя должна быть определена расчетом. В этом случае определение толщины доски непосредственным вычислением невозможно, так как до определения



толщины досок обоих рядов нельзя установить, какая доля изгибающего момента будет передаваться на каждый ряд.

В этом случае при расчете надо пользоваться методом последовательных приближений, т. е. задаться толщиной досок, определить напряжение в более толстой доске и, если это напряжение будет сильно отличаться от допускаемого, соответственно уменьшить или увеличить толщину доски.

При расчете максимального изгибающего момента, передающегося в этом случае на более толстую доску<sup>1</sup>, нужно полный изгибающий настил момент распределить между обоими рядами досок, пропорционально моментам инерции их сечений. Это положение следует из того, что, так как обе доски (верхняя и нижняя) соприкасаются между собой, прогибы их, под действием нагрузки будут, очевидно, одинаковы, а эти прогибы, как известно, обратно пропорциональны моментам инерции.

Таким образом, если мы момент инерции тонкой доски обозначим через  $J_1$ , а толстой через  $J_2$ , то изгибающий момент, воспринимаемый толстой доской, будет:  $M_2 = \frac{M_{\max} J_2}{J_1 + J_2}$ . Так как момент инерции досок пропорционален их толщине в кубе, то приведенная формула может быть заменена следующей:

$$M_2 = \frac{M_{\max} \delta_2^3}{\delta_1^3 + \delta_2^3} \quad (53)$$

По этому моменту определяют напряжение в толстой доске.

Допускаемые напряжения в деревянных элементах кровли не должны превышать Единых норм строительного проектирования. Для сосны обычной влажности в 18% можно принимать основные допускаемые напряжения, приведенные в таблице 59.

Допускаемые напряжения для дерева

Таблица 59

№	Род напряжения	Допускаемые напряж. кг/см <sup>2</sup>	
		для сосны	для дуба
1	Растяжение равномерное вдоль волокон . . .	110	130
	То же поперек волокон . . . . .	2	6
2	Сжатие равномерное вдоль волокон . . . . .	100	120
	То же поперек волокон . . . . .	16	32
3	Скалывание равномерное вдоль волокон . . .	12	18
4	Изгиб . . . . .	110	130
5	Скалывание при изгибе . . . . .	22	32
6	Бортовое смятие в отверстиях болтов вдоль волокон . . . . .	120	140
	То же поперек волокон . . . . .	50	80
7	Смятие поперек волокон . . . . .	25	50

<sup>1</sup> В расчет принимается более толстая доска, так как она испытывает большее напряжение.



Указанные допускаемые напряжения принимаются в случае применения для сооружений II класса леса 1-го сорта, сооружений III класса 2-го сорта и для сооружений IV класса 3-го сорта (распределение на классы см. главу: Нормы и допускаемые напряжения). В случае применения леса, не соответствующего по качеству классу сооружения, к указанным выше допускаемым напряжениям применяются поправочные коэффициенты по таблице 60.

Таблица 60

Поправочные коэффициенты

Классе сооружений	Сорт леса		
	1-й	2-й	3-й
II . . . . .	1,0	0,8	—
III . . . . .	1,2	1,0	0,8
IV . . . . .	—	1,2	1,0

В случае применения сырого леса с влажностью, превышающей 18%, вводятся дополнительно следующие поправки:

- для полусухого леса (влажностью свыше 18% до 23%) 0,85;
- для сырого леса (влажностью свыше 23%) . . . . . 0,65.

После того, как толщина досок настила подобрана на основании условий прочности по описанным выше способам, следует проверить величину прогиба досок под влиянием максимальной нагрузки. Эта проверка необходима потому, что при слишком большом прогибе настила расстраиваются соединения (швы) кровельного материала. Во избежание этого расстраивания нужно, чтобы прогиб, определяемый обычно как часть пролета доски, не превышал следующих величин:

- для кровли из кровельного железа . . . . .  $\frac{1}{200}$  пролета,
- для кровли из рубероида . . . . .  $\frac{1}{250}$  »
- для кровли из этернита . . . . .  $\frac{1}{300}$  »

Прогиб рассчитывается для той комбинации нагрузки, которая дает наибольший изгибающий момент.

Величина прогиба от сплошной нагрузки определяется по формуле:

$$f_1 = \frac{M_1 l^3}{10EJ}, \quad (54)$$

<sup>1</sup> От редакции:  $f_1 = \frac{5ql^4}{384EJ} = \frac{5}{48} \cdot \frac{ql^2 \cdot l^2}{8EJ} \approx \frac{1}{10} \frac{M_1 l^3}{EJ}$ ,

$$f_2 = \frac{ql^3}{48EJ} = \frac{ql \cdot l^2}{4 \cdot 12EJ} = \frac{1}{12} \cdot \frac{M_2 l^3}{EJ}$$



где  $M_1$  — максимальный изгибающий доску момент от сплошной нагрузки;

$l$  — пролет доски;

$E$  — модуль упругости материала (для дерева 100 000 кг/см<sup>2</sup>);

$J$  — момент инерции сечения доски.

Величина прогиба от сосредоточенной силы (веса человека) определяется по формуле:

$$f_2 = \frac{M_2 l^2}{12 E J}, \quad (55)$$

где  $M_2$  — максимальный изгибающий момент от сосредоточенной силы.

В случаях, когда наибольший изгибающий момент сочетается с совместным действием сплошной нагрузки и сосредоточенной силы, прогиб настила находится отдельно от действия сплошной нагрузки по формуле (54) и от сосредоточенной силы по формуле (55), и окончательный прогиб определяется как сумма этих двух прогибов. Таким образом окончательный прогиб в этом случае будет равен:

$$f = f_1 + f_2 = \frac{l^2}{E J} \left( \frac{M_1}{10} + \frac{M_2}{12} \right). \quad (56)$$

Если настил состоит из двух рядов досок (по рис. 148), то прогиб определяется только для более толстых досок на основании того изгибающего момента, который на них передается [см. формулу (53)]. Изгибающий момент от веса человека считается в этом случае передающимся на три доски нижнего (более толстого) ряда досок.

Прогибы по формулам (54), (55) и (56) соответствуют прогибу разрезной, свободно лежащей на опорах балки. Фактически доски настила не разрезаны над всеми обрешетинами, захватывают 2—3 пролета и могут рассматриваться при определении прогибов как балки с полузаделанными концами. Эта заделка может быть, с достаточной для практических целей точностью, учтена при исчислении прогиба по формулам (54), (55) и (56) введением коэффициента 0,6.

Исчисленный указанным способом прогиб не должен превышать допускаемого для данного кровельного материала; в противном случае необходимо увеличить толщину досок настила или уменьшить расстояние между обрешетинами.

*Пример.* Рассчитать настил под холодную кровлю из рубероида для здания, относящегося к сооружению III класса, расположенного в Москве. Уклон кровли 20°. Здание с двускатной кровлей без фанаря. Расстояние между обрешетинами 2,2 м. Для настила должен быть употреблен лес 2-го сорта.

*Решение.* Высота снежного покрова для Москвы, согласно таблице 36, равна 48 см. Тогда снеговая нагрузка при угле кровли в 20° (по таблице 34) составит 100 кг/м<sup>2</sup> горизонтальной проекции. Давление на 1 м<sup>2</sup> кровли  $P_c$  будет равно:

$$P_c = 100 \cos 20^\circ = 100 \times 0,94 = 94 \text{ кг/м}^2.$$

<sup>1</sup> См. примечание на стр. 176.



Нагрузка от собственного веса по таблице 57 для теплой кровли из рубероида равна  $51 \text{ кг/м}^2$ . Так как в нашем случае кровля холодная и, следовательно, состоит из одного ряда досок и без прокладки войлока, то для определения ее ориентировочного веса из  $51 \text{ кг}$  нужно исключить вес  $1 \text{ м}^2$  первого ряда досок толщиной  $25 \text{ мм}$  или  $700 \times 0,025 = 17,5 \text{ кг}$  (где  $700 \text{ кг}$  — вес  $1 \text{ м}^3$  полусухих сосновых досок) и вес  $1 \text{ м}^2$  войлока или  $1 \text{ кг}$ . Таким образом собственный вес кровли (без обрешетин) может быть ориентировочно принят равным:

$$51 - 17,5 - 1 = 32,5 \text{ кг/м}^2.$$

Скоростной напор  $q$  для расчета нагрузки от ветра может быть принят равным  $24 \text{ кг/м}^2$  (см. таблицу 30). Коэффициент обтекания  $K$  для уклона кровли в  $20^\circ$  (см. график рис. 79) составляет  $-0,5$ , и, следовательно, нагрузка от ветра будет равна:

$$P_{\text{в}} = -0,5 \times 24 = -12 \text{ кг/м}^2.$$

Так как ветровая нагрузка отрицательна и незначительна по величине, худшим случаем нагрузки будет, очевидно, нагрузка по комбинации 1-й таблицы 58, т. е. от совместного действия снега, человека и собственного веса.

При ширине досок настила  $200 \text{ мм}$ , или  $0,2 \text{ м}$ , сплошная нагрузка на  $1 \text{ пог. м}$  доски в направлении, перпендикулярном скату, равна:

$$(94 + 32,5) 0,2 \cos 20^\circ = 25,3 \times 0,94 = 23,8 \text{ кг}$$

на пог. м доски.

Сосредоточенная сила от веса человека нормально к скату, передающаяся на одну доску, будет:

$$\frac{100}{2} \cos \alpha = 50 \times 94 = 47,0 \text{ кг}.$$

Тогда максимальный изгибающий доску момент составит:

$$M = \frac{23,8 \times 2,2^2}{8} + \frac{47 \times 2,2}{4} = 14,4 + 25,84 = 40,24 \text{ кгм или } 4024 \text{ кгсм}.$$

При допуске напряжении (для досок 2-го сорта в сооружении III класса)  $110 \text{ кг/см}^2$  необходимый момент сопротивления доски будет:

$$\frac{4024}{110} = 36,6 \text{ см}^3,$$

откуда толщина доски шириной  $20 \text{ см}$

$$\delta = \sqrt{\frac{6 \times 36,6}{20}} = 3,31 \text{ см}.$$

Принимаем ближайшую большую толщину доски, имеющуюся в сортаменте лесных материалов (таблица 63), т. е.  $3,5 \text{ см}$ . Проверяя



прогиб доски при максимальной нагрузке, получим по формуле (56)

$$f = \frac{220^2}{100000J} \cdot \left( \frac{1440}{10} + \frac{2584}{12} \right) \cdot 0.6.$$

где  $J$  — момент инерции сечения доски, равный для нашего случая:

$$J = \frac{20 \times 3,5^3}{12} = 71,7 \text{ см}^4.$$

Таким образом

$$f = \frac{48\,400 \times 359 \times 0,6}{100\,000 \times 71,7} = 1,453 \text{ см}$$

или  $\frac{1,453}{220} = \frac{1}{151}$  пролета.

Максимальный же допускаемый прогиб для кровли из рубероида равен  $\frac{1}{250}$  пролета. Таким образом, хотя выбранная толщина доски в 3,5 см удовлетворяет условиям прочности, но прогиб ее оказывается чрезмерным.

Задавая доской толщиной 4,0 см, получим следующий момент инерции сечения доски:

$$J = \frac{20 \times 4,0^3}{12} = 107,7 \text{ см}^4.$$

Прогиб в этом случае будет равен:

$$f = \frac{48\,400 \times 359 \times 0,6}{100\,000 \times 107,7} = 0,97 \text{ см}$$

или  $\frac{0,97}{220} = \frac{1}{227}$ , что близко к допускаемому.

Таким образом нижний настил должен быть спроектирован из досок толщиной 4,0 см.

## 2) РАСЧЕТ КРОВЛИ ИЗ ВОЛНИСТОГО ЖЕЛЕЗА

Мы рассмотрели расчет деревянного настила, который для теплой кровли является самым дешевым и простым в изготовлении. Однако настил этот обладает большим недостатком: опасностью в пожарном отношении. Поэтому для металлических конструкций больших пролетов или перекрытий над большими площадями применение деревянной кровли не допускается. Для теплой и полутеплой кровли в этом случае чаще всего применяется железобетонная кровля с соответствующими теплоизолирующими материалами.

В случае устройства холодной кровли для помещений, не требующих отопления и необходимости иметь несгораемую кровлю, в качестве кровельного материала может быть применено так называемое *волнистое железо*. Волнистое железо несколько толще обычного кровельного железа, именно от 1 до 1,5 мм (кровельное 0,5—0,6 мм).



Кроме того, для придания жесткости оно гофрировано. Размеры листов, изготавливаемых в СССР, а также размеры волн даны в таблице 29.

Основным преимуществом волнистого железа является его значительное сопротивление изгибу.

Обстоятельство это позволяет укладывать волнистое железо непосредственно на обрешетину, без устройства нижнего настила. Расчет кровли из волнистого железа в принципе ничем не отличается от расчета дощатого настила, с той только разницей, что вместо определения нагрузки, действующей на одну доску, расчет ведут на полосу кровли шириной в 1 м. Такой способ упрощает расчет, так как сплошная нагрузка исчисляется на 1 м<sup>2</sup> поверхности кровли, так же как и момент сопротивления волнистого железа по таблице 29 (ОСТ 26).

Вес человека при расчете волнистого железа принимается обычно распределяющимся на ширину 70 см; таким образом, при определении изгибающего момента от сосредоточенной силы, передающегося на полосу шириной в 1 м, вес человека, принимаемый равным 100 кг, следует увеличить в отношении  $\frac{100}{70}$  или принять его равным 143 кг.

Проверку на прогиб при применении волнистого железа не производят. Основное допускаемое напряжение при расчете волнистого железа принимается равным 1200 кг/см<sup>2</sup>.

*Пример.* Подобрать волнистое железо для кровли, имеющей уклон 20° к горизонту. Расстояние между обрешетинами 2,0 м. Нагрузка от снега 100 кг/м<sup>2</sup>.

Принимаем собственный вес кровли равным (без обрешетин) 15 кг/м<sup>2</sup>. Тогда полная вертикальная нагрузка на 1 м<sup>2</sup> поверхности кровли будет:

$$100 + 15 = 115 \text{ кг.}$$

Сплошная нагрузка перпендикулярно скату будет:

$$115 \cos 20^\circ = 115 \times 0,940 = 108 \text{ кг/м}^2.$$

Худшим (наиболее опасным) случаем нагрузки будет, очевидно, совместное давление снега и веса человека. Сосредоточенная нагрузка от веса человека, приходящаяся на полосу кровли шириной в 1 м перпендикулярно скату, очевидно, будет равна:

$$143 \cos 20^\circ = 143 \times 0,94 = 134,5 \text{ кг.}$$

Максимальный изгибающий момент от совместного действия сплошной и сосредоточенной нагрузки будет

$$M = \frac{108 \times 2,0^2}{8} + \frac{134,5 \times 2,0}{4} \text{ кгм};$$

$$M = 54 + 67,2 = 121,2 \text{ кгм, или } 12120 \text{ кгсм.}$$

Тогда, при допускаемом напряжении в 1200 кг/см<sup>2</sup>, потребный момент сопротивления будет равен:

$$\frac{12120}{1200} = 10,1 \text{ см}^3.$$



Ближайшим подходящим размером будут листы №1 по сортаменту ОСТ 26 размерами 2400 × 750 при толщине 1,5 мм и размерах волны 130 × 40, имеющие момент сопротивления 19,2 см<sup>3</sup>.

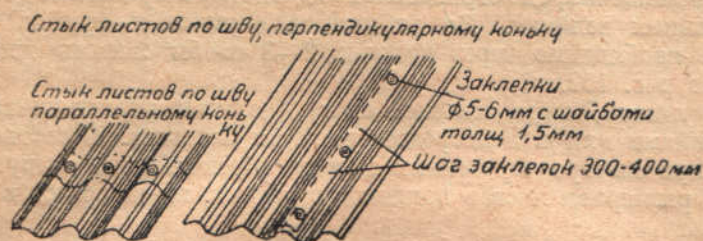


Рис. 150.

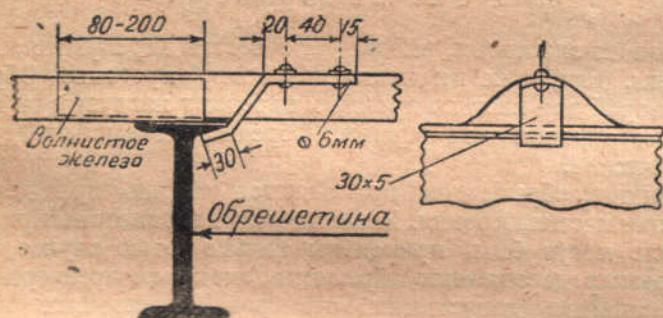


Рис. 151.

Конструкция настила из волнистого железа обладает некоторыми особенностями. Для водонепроницаемости при соединении отдельных листов волнистого железа между собой они накладываются друг на друга и склепываются заклепками 5—6 мм с прокладкой шайбы под головку заклепок сверху. Расположение стыков листов в направлениях, перпендикулярном и параллельном скату, показано на рис. 150. Величина напуска одного листа над другим (для швов, параллельных коньку) зависит от уклона кровли и составляет от 80 до 200 мм при уклоне кровли к горизонту соответственно от 33 до 11°. При уклоне больше 33° величина напуска должна быть не меньше 80 мм.

Волнистое железо укладывается исключительно по металлическим обрешетинам, причем прикрепление его к ним осуществляется при помощи скобок по рис. 151 или —

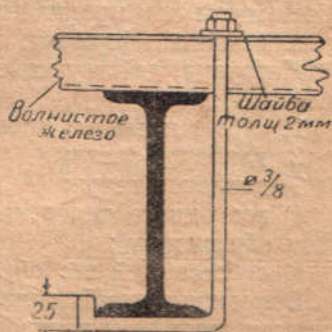


Рис. 152.



изогнутых болтов по рис. 152. Скобы располагаются вдоль обрешетин через 3—4 волны.

Прикрепление только одними скобами недостаточно для открытых с боков помещений, где отрицательное давление ветра может достигать значительных величин. Во избежание отрывания кровли в этих случаях необходимо через каждые 2—3 скобы ставить изогнутые болты по рис. 152.

Швы листов, параллельные скату, должны располагаться над обрешетинами или в непосредственной их близости. В соответствии с этим при выборе расстояния между обрешетинами следует считаться с размерами листов волнистого железа, имеющимися в сорimente.  $\ddagger$

### 3) ОБРЕШЕТИНЫ

#### а) Расчет обрешетин

Следующим элементом, входящим в состав перекрытия, являются обрешетины, или, как их часто называют, прогоны. Обрешетины служат опорой для настила кровли и передают нагрузку от нее непосредственно стропильным фермам. Обрешетины бывают деревянные и металлические.

Деревянные обрешетины применяются обычно при деревянной конструкции настила кровли. Металлические обрешетины при деревянной кровле могут быть применены только в том случае, если по расчету размер деревянных обрешетин окажется чрезмерным.

Максимальным допустимым размером деревянных обрешетин можно принимать сечение бруса 18 × 24 см.

В случае необходимости (по условиям прочности или прогиба) принять большие размеры следует переходить на металлические обрешетины из двутаврового или швеллерного железа.

При очень большом расстоянии между стропильными фермами обрешетины из прокатных профилей заменяются сквозными или шпренгельными фермами.

Нагрузки, действующие на обрешетины, слагаются из следующих элементов:

- 1) собственный вес кровли, передающийся на данную обрешетину;
- 2) давление снега;
- 3) давление ветра;
- 4) вес одного человека (считается передающимся полностью на одну обрешетину);
- 5) собственный вес обрешетины.

Возможные комбинации действия этих сил при различных углах наклона кровли к горизонту принимаются такие же, как при расчете кровли, т. е. согласно таблице 58. Нужно остановиться на той комбинации, которая даст наибольшие значения напряжений.

В соответствии с изложенным обрешетина, расположенная параллельно коньку, будет в общем случае нагружена (рис. 153) следующими силами: силой  $P_1$  — нормальной скату, являющейся следст-



вием давления ветра, и вертикальной силой  $P_2$  — от собственного веса, давления снега и веса человека. При расчете обрешетины все действующие на нее силы приводятся к одной равнодействующей  $R$ , которая, в свою очередь, разлагается на две силы:  $P_x$  — параллельную скату, и  $P_y$  — нормальную скату. Силы эти считаются приложенными в центре тяжести поперечного сечения обрешетины<sup>1</sup>.

Под влиянием этих сил обрешетина испытывает изгиб как в плоскости  $yy$ , так и в плоскости  $xx$ . Наибольшее напряжение, очевидно, будет иметь место в точке  $a$  поперечного сечения обрешетины, так как эта точка наиболее удалена от нейтральных осей  $xx$  и  $yy$ .

Таким образом, если

$M_{yy}$  — изгибающий момент в плоскости  $yy$ ,

$M_{xx}$  — изгибающий момент в плоскости  $xx$ ,

$W_{xx}$  — момент сопротивления сечения относительно оси  $xx$ ,

$J_{yy}$  — момент инерции относительно оси  $yy$ ,

$x$  — расстояние от нейтральной оси  $yy$  до наиболее удаленного волокна, то наибольшее напряжение в обрешетине будет получено по формуле:

$$\sigma = \frac{M_{yy}}{W_{xx}} + \frac{M_{xx}x}{J_{yy}}. \quad (57)$$

Таким образом расчет обрешетин сводится к определению изгибающих моментов, действующих в плоскостях, нормальной и параллельной скату, и затем определению наибольших напряжений по формуле (57). Предварительно размерами обрешетины задаются приблизительно, сравнивая напряжение, полученное описанным выше способом, с допусаемым. Если полученное таким образом напряжение окажется больше допусаемого, нужно увеличить размер обрешетины, взяв больший профиль поперечного сечения. В случае, если полученное напряжение значительно меньше допусаемого, надо, наоборот, уменьшить размеры обрешетины. При некотором навыке надлежащие размеры подбираются очень быстро.

Для определения изгибающих моментов, действующих параллельно и перпендикулярно скату, примем следующие обозначения:

$P_c$  — давление снега на  $1 \text{ м}^2$  кровли;

$P_a$  — давление ветра на  $1 \text{ м}^2$  кровли;

$\alpha$  — угол наклона кровли к горизонту;

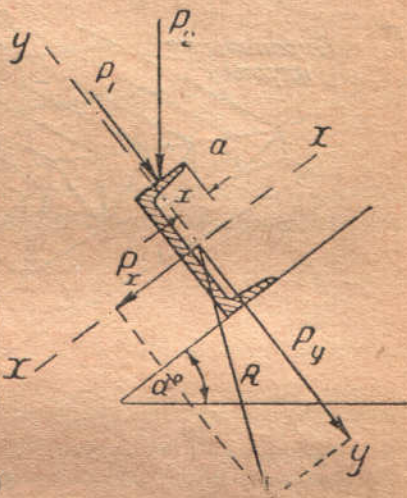


Рис. 153.

<sup>1</sup> Такое допущение не вполне соответствует истине, так как настил укладывается на верхней поверхности обрешетины, однако возникающие от такого допущения погрешности настолько незначительны, что практически ими можно пренебречь.



- $q$  — собственный вес 1 м<sup>2</sup> кровли;  
 $q_1$  — собственный вес 1 пог. м обрешетины;  
 $l$  — пролет обрешетины (расстояние между стропильными фермами);  
 $d$  — расстояние между смежными обрешетинами.

Обрешетина на участке  $ab$  (рис. 154) будет, очевидно, воспринимать нагрузку (приходящуюся на заштрихованный участок  $mnop$  кровли).

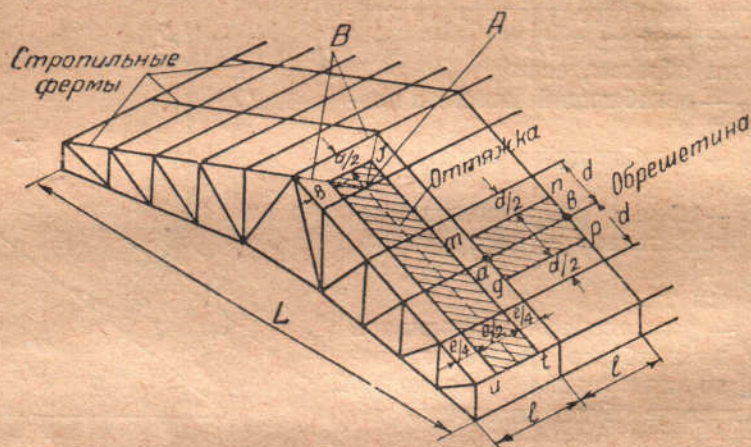


Рис. 154.

Тогда, например, для случая нагрузки по комбинации 2-й (таблица 58) давление  $P_y$  на 1 пог. м обрешетин нормально к скату будет, очевидно, равно:

$$\left. \begin{aligned} P_y &= dP_c \cos \alpha + dq \cos \alpha + q_1 \cos \alpha + dP_s, \\ P_y &= d \cos \alpha \left( P_c + q + \frac{q_1}{d} \right) + dP_s. \end{aligned} \right\} \quad (58)$$

Точно так же давление  $P_x$  на 1 пог. м обрешетины параллельно скату, очевидно, составит:

$$P_x = d \sin \alpha \left( P_c + q + \frac{q_1}{d} \right). \quad (59)$$

Значение всех величин, входящих в эти формулы, за исключением собственного веса обрешетины  $q_1$  известны из расчета настила, который всегда предшествует расчету обрешетин.

Собственный вес обрешетин, очевидно, не может быть задан точно до расчета их и определения точных размеров; поэтому пользуются следующими ориентировочными предварительными данными:



Вес 1 пог. м обрешетины (кг) при нагрузках в кг на 1 пог. м обрешетины

Для пролета (м)	200	300	400	500
4	15	18	22	28
5	20	25	30	36
6	24	32	40	45
7	30	40	49	—
8	36	49	—	—

После того, как нагрузка на 1 пог. м обрешетины найдена, максимальные изгибающие моменты определяются (в случае разрезных<sup>1</sup> обрешетин) по формулам:

$$M_{yy} = \frac{P_y l^2}{8} \quad \text{и} \quad M_{xx} = \frac{P_x l^2}{8}.$$

В целях уменьшения изгибающих моментов, действующих на обрешетины, а следовательно, и более экономичного их проектирования, применяют следующие конструктивные приемы: для уменьшения момента, действующего в плоскости параллельной скату (вызывающего особенно большие напряжения при применении металлических обрешетин), обрешетины снабжают так называемыми *оттяжками*.

Оттяжки представляют собой металлические стержни из круглого или углового железа, расположенные в плоскости ската и соединяющие между собой середину всех обрешетин, причем середина верхней обрешетины соединяется с коньковыми узлами стропильных ферм или с надлежащим образом усиленным коньковым прогоном (рис. 154). Такая конструкция создает в пролете обрешетины дополнительную опору посередине, препятствующую изгибу в плоскости ската. Таким образом пролет обрешетины для сил, действующих в плоскости ската, уменьшается вдвое. Пролет для сил, нормальных к скату, остается, разумеется, без изменения. При наличии оттяжек максимальные изгибающие моменты найдутся по формулам:

$$M_{yy} = \frac{P_y l^2}{8}; \quad M_{xx} = \frac{P_x l^2}{32}. \quad (60)$$

Таким образом применение оттяжек уменьшает в 4 раза момент в плоскости ската. Обстоятельство это особенно существенно при

<sup>1</sup> Разрезными называются обрешетины, имеющие стыки над каждой стропильной фермой. Такие обрешетины рассчитываются как свободно оперты балки.



применении металлических обрешетин, момент сопротивления которых относительно вертикальной оси очень мал.

Вторым способом уменьшения изгибающих моментов, дающим уменьшение также моментов, действующих нормально к скату, является применение так называемых *уравновешенных обрешетин* или прогонов системы Гербера.

Принцип этой конструкции заключается в том, что стыки обрешетки в этом случае приходится не над стропильными фермами, а в пролете, причем расположение этих стыков (шарниров) подобрано таким образом, чтобы обрешетки разгружались в смежных пролетах. Схематически такая конструкция прогонов изображена на рис. 155 (внизу).

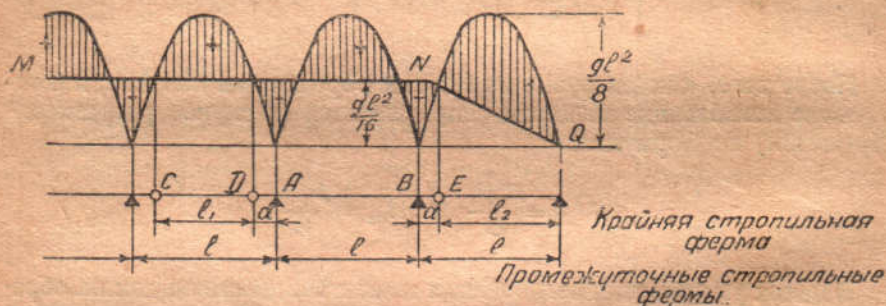


Рис. 155.

На верхней части этого рисунка показана эпюра изгибающих моментов прогона под влиянием сплошной нагрузки, равной  $q$  кг/пог. м. Определение длины свешивающейся в смежный пролет части прогона (расстояние  $a$ ) может быть определено на основании следующих соображений.

Если бы прогон не имел свесов (консолей) и представлял собой разрезные на опорах балки, эпюра моментов имела бы вид, представленный кривой линией, причем максимальный момент равнялся бы  $\frac{q\ell^2}{8}$  в середине пролета и нулю над опорами.

Благодаря тому, что стыки вынесены в смежные пролеты, прогон в пролете  $AB$ , под влиянием нагрузки на концы консолей, будет испытывать отрицательный момент, одинаковый на всем протяжении пролета  $AB$ .

Таким образом эпюра моментов примет вид, изображенный на рис. 155, между кривой и линией  $MNQ$ . Очевидно, что, чем больше вылет консоли, тем больше отрицательный момент.

Прогон будет спроектирован наиболее экономично в том случае, если длина свешивающейся части будет подобрана так, чтобы отрицательный изгибающий момент на опоре равнялся положительному моменту в пролете.

Для соблюдения этого условия необходимо, чтобы отрицательный момент над опорой  $A$ , от действия нагрузки на консоль  $DA$ , равнялся



$\frac{ql^2}{16}$  (половина максимального изгибающего момента разрезного прогона пролетом  $l$ ).

Таким образом, должно иметь место уравнение:

$$\frac{ql_1^3}{2} a + \frac{a^2q}{2} = \frac{ql^2}{16}.$$

Подставляя вместо  $l_1$  равную ему величину  $l - 2a$  и упрощая, будем иметь:

$$la - 2a^2 + a^2 = \frac{l^2}{8};$$

$$a^2 - la - \frac{l^2}{8} = 0;$$

откуда

$$a = \frac{l}{2} \pm \sqrt{\frac{l^2}{4} - \frac{l^2}{8}};$$

$$a = l \left( \frac{1}{2} \pm \sqrt{\frac{1}{8}} \right).$$

Случай со знаком плюс нужно, очевидно, отбросить как приводящий к абсурдному решению ( $a$  не может быть больше половины  $l$ ), таким образом получаем:

$$a = 0,146l,$$

т. е. свесу обрешетины следует придать длину, равную 0,146 пролета.

Рассуждая аналогичным образом, мы получим величину свеса  $BE$  (рис. 155) обрешетины *крайнего* пролета, которая равна  $a = 0,125l$ , вместо найденных для средних пролетов 0,146 $l$ .

Как видно из эпюры, изгибающий момент в крайнем пролете больше, нежели в промежуточных. Он, очевидно, равен:

$$M_2 = \frac{ql_2^2}{8}.$$

Подставляя вместо  $l_2$  равную ему величину  $l - 0,125l = 0,875l$ , будем иметь для крайнего пролета:

$$M_2 = \frac{q(0,875l)^2}{8} = 0,0950ql^2,$$

вместо  $M_1 = \frac{ql^2}{16} = 0,0625ql^2$  для средних пролетов.

На рис. 156 дана разбивка стыков уравновешенных обрешетин для разного количества пролетов с указанием значений максимальных моментов для средних и крайних пролетов. [1]

<sup>1</sup>  $\frac{ql_1}{2}$ , очевидно, равно силе, действующей на конец консоли  $DA$ .



Как видно из приведенных значений моментов, применение уравновешенных обрешетин дает значительное уменьшение моментов от сплошной нагрузки (до 50% для средних пролетов), а следовательно и значительную экономию в весе, вследствие этого при металлических обрешетинах применение уравновешенного типа является совершенно обязательным.

При деревянных обрешетинах и небольших пролетах (4,5 м и меньше) применение уравновешенной конструкции нерационально, так как оно связано с повышением стоимости соединений в стыках более сложных в уравновешенных прогонах.

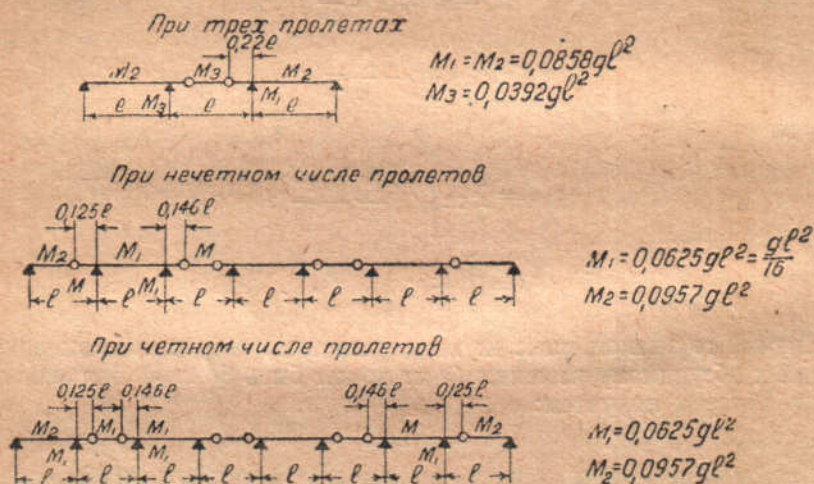


Рис. 156.

Следует иметь в виду, что приведенные значения максимальных моментов справедливы лишь для сплошной нагрузки. При определении окончательного (суммарного) момента от совместного действия всех сил к моменту от сплошной нагрузки должен быть прибавлен момент от веса человека, составляющий для средних пролетов, очевидно,  $\frac{Pl}{4}$  или  $0,25Pl$ , где  $P$  — нормальная к скату составляющая от веса человека.

Для крайних пролетов (с шарниром) максимальный изгибающий момент от сосредоточенной силы, очевидно, будет:

$$P \frac{(l - 0,125l)}{4} = 0,218Pl.$$

После определения размеров обрешетин по условиям прочности надлежит, так же как и для настила, проверить их на прогиб. Величина этого прогиба (под действием сплошной нагрузки) не должна



превышать  $\frac{1}{250}$  пролета. Действие сосредоточенной силы от веса человека в этом случае не учитывается, так как она не является постоянной.

Определение стрелы прогиба для прогонов обычного типа (разрезных на опорах) производится по формуле (54) <sup>1</sup>.

Для уравновешенных обрешетин определение прогибов несколько сложнее. Прогиб в тех пролетах, где нет стыков обрешетин, будет, очевидно, весьма незначительным, так как наличие консолей разгружает эту часть прогонов. Максимальный прогиб будет, очевидно, в пролетах с шарнирами. Величина этого прогиба сложится из суммы прогибов подвесной части прогона  $CD$  (рис. 155) и прогиба конца свешивающейся части  $DA$ .

Величина этого прогиба оказывается равной:

$$f = 0,0052 \frac{ql^4}{EJ}. \quad (61)$$

При уравновешенных обрешетинах, точно так же как при разрезных, для уменьшения изгибающих моментов, действующих в плоскости ската, могут быть применены оттяжки. Наибольший изгибающий момент в этом случае (от сил, действующих в плоскости ската) имеет максимальное значение на опоре (в месте крепления к стропильной ферме) и может быть с достаточной точностью принят равным <sup>2</sup> от сплошной нагрузки:

$$M_1 = 0,0415q_1l^2, \quad (62)$$

где  $q_1$  — нагрузка на 1 пог. м обрешетины, действующая параллельно скату;

$l$  — расстояние между фермами (пролет обрешетины);

То же от сосредоточенной силы, приложенной в шарнире

$$M_2 = 0,146lP, \quad (63)$$

где  $P$  — сосредоточенная сила.

Для крайних пролетов значение максимального момента в подвесной части прогона в плоскости ската при наличии оттяжек может быть с достаточной точностью принято от сплошной нагрузки равным

$$M_1 = 0,0240q_1l^2.$$

Что же касается момента от сосредоточенного груза, то им для крайних пролетов можно пренебречь.

*Пример.* Рассчитать обрешетину под деревянную теплую кровлю, крытую рубероидом, при угле наклона кровли  $15^\circ$  к горизонту.

<sup>1</sup> От ред. При железобетонной кровле и рубероидном ковре величина допускаемого прогиба принимается в  $\frac{1}{350}$  пролета.

<sup>2</sup> Момент этот выведен в предположении, что подвесная часть прогона разрезана в месте прикрепления оттяжки. Считать эту балочку неразрезной нельзя, так как система оттяжек не может создать абсолютно жесткой опоры для середины балочки.



Расстояние между обрешетинами  $d = 2,5$  м, расстояние между стропильными фермами  $l = 5$  м.

Вес настила  $43$  кг/м<sup>2</sup>, нагрузка снегом  $95$  кг/м<sup>2</sup>.

*1-й вариант.* Деревянные обрешетины.

Проектируем обрешетины уравновешенного типа без оттяжек (применение оттяжек для деревянных обрешетин, имеющих по сравнению с металлическими значительный момент сопротивления относительно вертикальной оси, нерационально).

Вертикальная нагрузка на  $1$  пог. м обрешетины от веса кровли и давления снега составит:

$$(43 + 95) \times 2,5 = 346 \text{ кг.}$$

Собственный вес обрешетин, согласно таблице 61, примем равным  $27$  кг/м, откуда полная сплошная нагрузка будет:

$$346 + 27 = 373 \text{ кг/м.}$$

Тогда сплошная нагрузка нормально скату равна:

$$P_y = 373 \cos 15^\circ = 373 \times 0,966 = 360 \text{ кг/м.}$$

Сосредоточенная нагрузка от веса человека:

$$100 \times \cos 15^\circ = 96,6 \text{ кг;}$$

параллельно скату, от сплошной нагрузки:

$$P_x = 373 \sin 15^\circ = 373 \times 0,259 = 96,5 \text{ кг/м.}$$

То же от сосредоточенной нагрузки:

$$100 \times \sin 15^\circ = 25,9 \text{ кг.}$$

Максимальный изгибающий момент в плоскости нормальной скату для средних пролетов

$$M_y' = 0,0625 \times 360 \times 5^2 + 96,6 \times 5 \times 0,25 = 562 + 121 = 683 \text{ кгм.}$$

То же для крайних:

$$M_y'' = 0,0957 \times 360 \times 5^2 + 0,218 \times 96,6 \times 5 = 861 + 105 = 966 \text{ кгм.}$$

Аналогично изложенному, изгибающий момент в плоскости ската для средних пролетов:

$$M_x' = 0,0625 \times 96,5 \times 5^2 + 0,25 \times 25,9 \times 5 = 151 + 32,4 = 183,4 \text{ кгм;}$$

для крайних:

$$M_x'' = 0,0957 \times 96,5 \times 5^2 + 0,218 \times 25,9 \times 5 = 231 + 28,2 = 259,2 \text{ кгм.}$$

Задаемся для средних пролетов обрешетиной размерами  $14 \times 20$  см. Момент сопротивления сечения этой обрешетины относительно горизонтальной оси будет:

$$W_{xx} = \frac{14 \times 20^3}{6} = 933 \text{ см}^3;$$



то же относительно вертикальной оси:

$$W_{yy} = \frac{20 \times 14^2}{6} = 652 \text{ см}^3.$$

Тогда наибольшее напряжение от изгиба составит:

$$\sigma = \frac{68300}{933} + \frac{18340}{652} = 73,3 + 28,2 = 101,5 \text{ кг/см}^2,$$

что меньше допускаемого, принимаемого равным  $110 \text{ кг/см}^2$ .

Для крайних пролетов необходимо задаться большим сечением. Принимая размеры его  $18 \times 20 \text{ см}$ , имеем:

$$W_{xx} = \frac{18 \times 20^2}{6} = 1200 \text{ см}^3;$$

$$W_{yy} = \frac{20 \times 16^2}{6} = 1080 \text{ см}^3,$$

и напряжение

$$\sigma = \frac{96600}{1200} + \frac{25920}{1080} = 80,5 + 24,0 = 104,5 < 110 \text{ кг/см}^2.$$

Проверяя прогиб, получим для среднего пролета:

$$f = 0,0052 \frac{3,60 \times 500^4}{100000 J_x}.$$

Момент инерции сечения обрешетины относительно оси  $xx$  равен:

$$J_x = \frac{14 \times 20^3}{12} = 9350 \text{ см}^4,$$

откуда

$$f = 0,0052 \times 2410 = 1,25 \text{ см},$$

или

$$f = \frac{1,25}{500} = \frac{1}{400} < \frac{1}{250} \text{ пролета.}$$

Таким образом принятое для обрешетин в средних пролетах сечение  $14 \times 20 \text{ см}$ , а в крайних  $18 \times 20 \text{ см}$  удовлетворяет и условиям прочности, и нормам прогиба.

Для облегчения подбора сечения обрешетин приводим таблицу 62 наиболее употребительных сечений деревянных обрешетин.

*2-й вариант. Металлические обрешетины.*

Металлические обрешетины следует, очевидно, проектировать уравнивающего типа с оттяжками. Значение изгибающих моментов, нормальных к скату, в этом случае будет, очевидно, таким же, как и при деревянных обрешетинах, без оттяжек, т. е.

$$M_y' = 683 \text{ кгм (для средних пролетов);}$$

$$M_y'' = 966 \text{ кгм (для крайних пролетов).}$$



## Наиболее употребительные размеры деревянных обрешетин

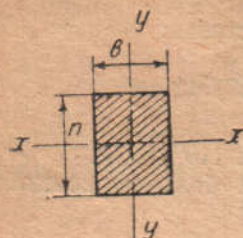


Рис. 157.

$$J_{xx} = \frac{bh^3}{12}; \quad W_{yy} = \frac{b^2h}{6};$$

$$W_{xx} = \frac{bh^2}{6}; \quad \omega = bh.$$

h (см)	b (см)	$J_{xx}$ (см <sup>4</sup> )	$W_{xx}$ (см <sup>3</sup> )	$W_{yy}$ (см <sup>3</sup> )	Сечение $\omega$ (см <sup>2</sup> )	q—вес 1 пог. м <sup>3</sup>
14	10	2390	327	233	140	10,5
14	12	2740	392	336	168	12,6
14	14	3200	457	457	196	14,7
16	10	3420	427	266	160	12
16	12	4100	512	384	192	14,4
16	14	4780	597	522	224	16,8
16	16	5470	683	683	256	19,2
18	10	4860	540	300	180	13,5
18	12	5830	648	432	216	16,2
18	14	6800	756	588	252	18,9
18	16	7780	864	768	288	21,6
18	18	8750	972	972	324	24,3
20	10	6670	667	333	200	15
20	12	8000	800	480	240	18
20	14	9333	933	653	280	21
20	16	10670	1067	833	320	24
20	18	12000	1200	1080	360	27
22	12	12650	968	528	264	19,8
22	14	13400	1129	718	308	23,1
22	16	14200	1291	938	352	26,4
22	18	16000	1452	1188	396	29,7
22	20	17700	1613	1466	440	33

Максимальное значение изгибающих моментов в плоскости ската для средних пролетов по формулам (62) и (53) будет:

$$M_x' = 0,0415^3 \times 96,5 \times 5^2 + 0,146 \times 25,9' \times 9,$$

откуда:  $M_x' = 100 + 19 = 119 \text{ кгм.}$

То же для крайних пролетов:

$$M_x'' = 0,0240 \times 96,5 \times 5^2 = 58 \text{ кгм.}$$



## Сортамент пиленых лесных материалов хвойных пород

Толщина (мм)	Длина (мм) 4; 5; 6,5; 7; 8,5; 9																			
	Ш и р и н а (см)																			
7																				
10																				
13																				
16																				
19																				
22																				
25	2	3																		
30	2	3	4																	
35																				
40			4	5	6															
45																				
50				5	6	7														
60					6	7	8													
70						7	8													
80							8													
90								9												
100									10											
110										11										
130											13									

Проектируя прогоны из швеллеров с допускаемым напряжением  $1400 \text{ кг/см}^2$  и задаваясь для средних пролетов швеллером № 16а, получим по таблицам сортамента для указанного профиля моменты сопротивления:

$$W_{xx} = 108,3 \text{ см}^3;$$

$$W_{yy} = 16,3 \text{ см}^3;$$

момент инерции  $J_{xx} = 866,2 \text{ см}^4$ ,  
и напряжение:

$$\sigma = \frac{68300}{108,3} + \frac{11900}{16,3} = 652 + 730 = 1382 < 1400$$

(применение ближайшего меньшего № 14 дает перенапряжение).  
Для крайних пролетов оказывается достаточным также швеллер № 16, так как напряжение равняется:

$$\sigma = \frac{96600}{108,3} + \frac{5800}{16,3} = 892 + 356 = 1248 < 1400.$$



Проверяя прогиб, имеем:

$$f = 0,0052 \frac{3,60 \times 500^4}{2 \times 10^6 \times 866} = 1,35 \text{ см}$$

или

$$f = \frac{1,35}{500} = \frac{1}{370} < \frac{1}{250}$$

Таким образом выбранный профиль удовлетворяет и условиям прочности, и нормам прогиба.

### б) Расчет оттяжек

Мы рассмотрели случаи расчета обрешетин различных типов: простых, разрезных, уравновешенных и снабженных оттяжками. В последнем случае, кроме самих обрешетин, расчету подлежат также оттяжки.

Назначение оттяжек — препятствовать прогибу середины обрешетины, возникающему под влиянием сил, действующих в плоскости параллельной скату. Таким образом, при расположении оттяжек по рис. 154, оттяжка в сечении ее  $A$ , очевидно, будет испытывать растягивающую силу, равную параллельной скату составляющей, от нагрузки, приходящейся на заштрихованный участок кровли  $rstu$ .

Если назвать площадь участка  $rstu$  через  $Q$ , вертикальную сплошную нагрузку на  $1 \text{ м}^2$  кровли, т. е. собственный вес кровли, обрешетин и давления снега через  $P$  и угол наклона кровли к горизонту через  $\alpha$ , то сила  $N$ , растягивающая оттяжку в сечении  $A$ , очевидно, будет равна:

$$N = QP \sin \alpha. \quad (64)$$

Усилия в наклонных оттяжках  $B$ , передающих усилие  $N$  в коньковые узлы стропильных ферм, будут, очевидно, равны:

$$N_1 = \frac{N}{2 \cos \beta}, \quad (65)$$

где  $\beta$  — угол наклона оттяжки к поясу стропильной фермы.

При расчете оттяжек нагрузка на кровлю от веса человека не учитывается.

Оттяжки обыкновенно проектируются из круглого или углового железа, причем в соответствии с изложенным, площадь  $\omega$  поперечного сечения нетто оттяжки должна быть подобрана таким образом, чтобы

$$\omega \geq \frac{N}{(\sigma)}, \quad (66)$$

где  $(\sigma)$  — основное допускаемое напряжение.

При проектировании оттяжек из круглого железа, укрепляемых гайками, следует иметь в виду, что опасным является сечение в месте расположения резьбы, и, следовательно, при определении площади



по формуле (66), будет найдена площадь сечения не самого стержня, а внутреннего диаметра резьбы. Исходя из этой площади, подходящий диаметр оттяжки можно подобрать на основании данных таблицы 33.

### в) Конструкция обрешетин и оттяжек

Как уже сказано выше, обрешетины могут быть запроектированы металлическими или деревянными. Наиболее подходящим прокатным профилем для металлических обрешетин является двутавр или швеллер.

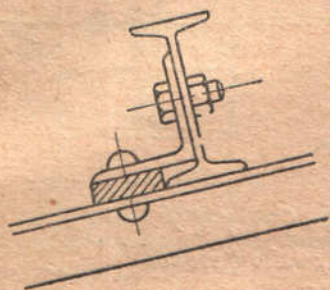


Рис. 158.

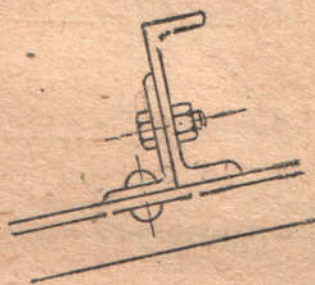


Рис. 159.

Первый из них имеет, по сравнению со вторым, больший момент инерции относительно горизонтальной оси и меньший относительно вертикальной. В соответствии с этим применение для прогонов двутаврового сечения предпочтительно, когда преобладают силы, действующие перпендикулярно к скату, а параллельная скату составляющая невелика.

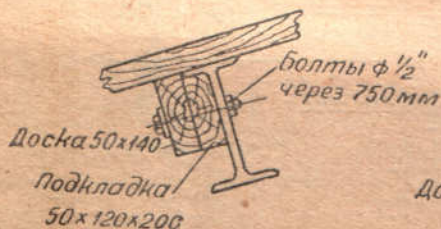


Рис. 160.



Рис. 161.

Такое соотношение сил имеет место при очень пологих кровлях (меньше  $15^\circ$ ), больших пролетах (6 м и больше) и наличии оттяжек.

В остальных случаях выгоднее швеллеры. Двутавровые обрешетины по сравнению со швеллерными менее удобны в отношении прикрепления к стропильным фермам (см. рис. 158 и 159).

Прикрепление тех и других осуществляется коротким уголком, соответствующим по длине ширине верхнего пояса фермы и к ней приклепанным. Как видно из рисунков, при двутавровых обрешетинах необходимо увеличивать размеры уголка (нижнюю полку) и вводить прокладку (на рисунке заштрихована), что несколько усложняет



и удорожает конструкцию. Вторым неудобством двутавровых обрешетин при деревянном настиле является конструкция прикрепления настила кровли. Прикрепление деревянного настила к металлическим обрешетинам осуществляется при помощи бруска, идущего вдоль

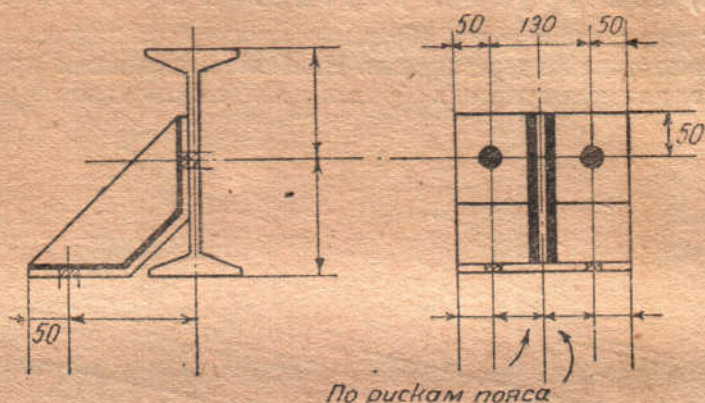


Рис. 161а.

обрешетины, к которому настил пришивается гвоздями (рис. 160 и 161). Брусок соединяется с обрешетиной болтами. Как видно из рисунка 160, при двутавровых прогонах необходимо устраивать дополнительные деревянные прокладки<sup>1</sup>.

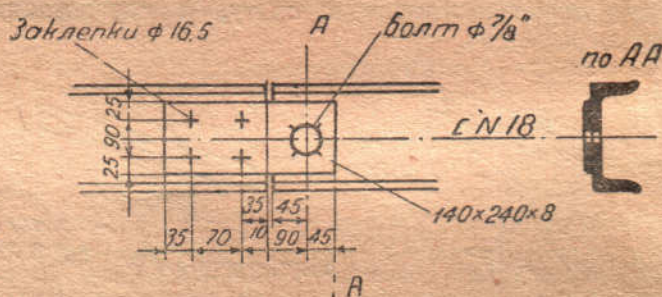


Рис. 162.

При уравновешенных обрешетинах соединение прогонов между собой осуществляется по рис. 162. Размеры болтового шарнира (диаметр болта и необходимую во избежание смятия толщину железа), а также количество заклепок рассчитывают согласно указаниям главы V, исходя из максимального вертикального давления на болт.

<sup>1</sup> От ред. Наиболее распространенным современным типом кровли является несограемая кровля из железобетонных плиток с отоплением (шлак или пенобетон) по металлическим прогонам. Последние же часто выполняются из двутавровых балок. Лучшим типом крепления таких прогонов следует признать крепление по рис. 161а.



Величина этого давления легко находится как опорное давление подвесной части прогона  $CD$  (рис. 155).

Конструкция прогонов в крайних пролетах несколько отличается от средних, так как в этой части необходимо усилить обрешетины в связи с большими изгибающими моментами.



Рис. 163.

Если нет крайних стропильных ферм и прогоны опираются на стену или другую поддерживающую их конструкцию, усиление достигается проще всего применением большего профиля. В этом случае шарнирное соединение с обрешетинами смежного промежуточного пролета осуществляется аналогично рис. 162 при условии, чтобы верхние полки швеллеров или двутавров были в одном уровне.

При наличии крайних стропильных ферм применение большего профиля для крайних пролетов требует усложнения конструкции прикрепления к фермам, так как положение верхней полки обрешетины необходимо сохранить на одном уровне. В этом случае можно достигнуть усиления обрешетины, не меняя профиля ее, путем приклейки вдоль швеллера одного или двух углов по рис. 163.

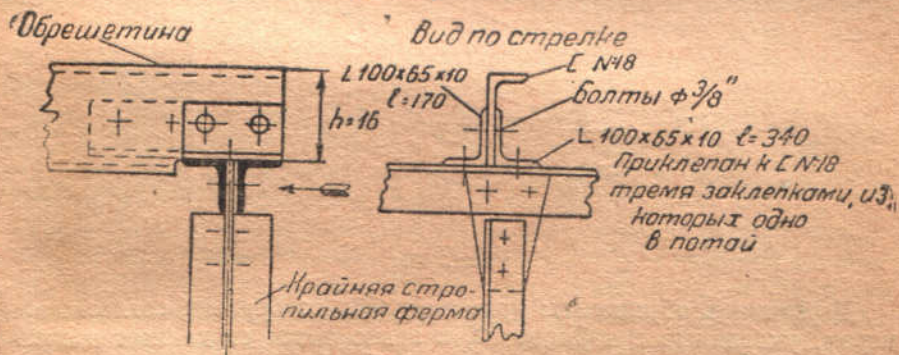


Рис. 164.

Размеры уголков должны быть подобраны таким образом, чтобы момент сопротивления усиленного сечения соответствовал расчетному.

В случае применения для усиленного прогона крайнего пролета большего профиля прикрепление к стропильной ферме может быть осуществлено по рис. 164 с тем, чтобы расстояние  $h$  соответствовало высоте профиля нормальных неусиленных прогонов.



Для электросварных конструкций профили обрешетин выбираются такие же, как и для клепаных.

Конструкция прикрепления обрешетин к фермам осуществляется аналогично рис. 158 и 159, с той только разницей, что короткий уголок (коротыш) не приклепывается, а приваривается к стропильной ферме (рис. 165).

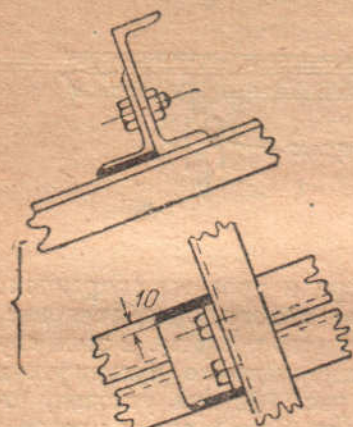


Рис. 165.

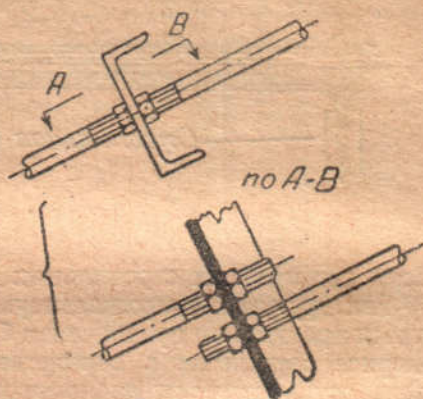


Рис. 166.

Оттяжки лучше всего конструировать из прутьев круглого железа, нарезанных на концах и укрепляемых к обрешетинам двумя гайками. Конструкция такого прикрепления дана на рис. 166.

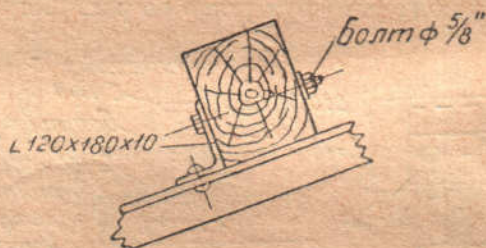


Рис. 167.

Деревянные обрешетины проектируются из брусьев, согласно размерам, указанным в таблице 62, в зависимости от данных расчета. Конструкция прикрепления деревянных обрешетин к стропильным фермам аналогична прикреплению металлических прогонов и показана на рис. 167.

## 2. Стропильные фермы (клепанные)

Стропильные фермы являются основной составной частью перекрытия, они воспринимают нагрузку от веса кровли и действующих на нее сил и передают это давление на опоры. В некоторых случаях



к стропильным фермам подвешиваются также: потолок помещения, подкрановые пути грузоподъемных кранов и т. п., в этих случаях все дополнительные нагрузки должны быть учтены при расчете и конструировании ферм.

### 1) ВЫБОР ТИПА КОНСТРУКЦИЙ

Выбирая тип конструкции стропильных ферм, следует предварительно определить расстояние между фермами и наметить геометрическую схему и тип решетки.

Расстояние между фермами для металлических каркасных зданий зависит не только от конструкции самих ферм, но обычно от расстояния  $l$  между колоннами в продольном направлении (см. рис. 147). Расстояние же между колоннами обычно определяется особенностями технологического процесса того производства, для которого проектируется здание, и колеблется обычно в пределах от 6 до 35 м.

Наиболее выгодное в конструктивном отношении расстояние между стропильными фермами — от 4 до 8 м. Если расстояние между колоннами больше, все стропильные фермы уже не могут быть оперты непосредственно на колонны и некоторые из них опираются на подстропильные фермы, соединяющие верхушки колонн. Расстояние между стропильными фермами в этом случае определяется делением расстояния между колоннами на несколько равных частей: две, три и т. д., с тем, чтобы расстояние между фермами достигло 4—8 м. На значение этого расстояния находится также в некоторой зависимости от пролета ферм: чем больше пролет ферм, тем больше должно быть взято расстояние между ними.

Наконец следует учесть тип обрешетин: чем больше расстояние между фермами, тем больше пролет обрешетин, а следовательно и их стоимость. Таким образом увеличение расстояния между фермами, сокращая их общее число, уменьшает стоимость стропил, но одновременно увеличивает стоимость прогонов.

Для прогонов из прокатных профилей наиболее выгодное расстояние между фермами лежит в пределах от 4,5 до 6,5 м, причем суммарная стоимость ферм и прогонов весьма мало меняется при изменении расстояния между фермами в указанных пределах.

Подробное исследование вопроса о наиболее выгодном расстоянии между стропильными фермами приводит к выводу о большой зависимости общего веса всего перекрытия (стропил и прогонов) от конструкции и веса прогонов. Применение легких прогонов решетчатого или шпренгельного типа, способных воспринять большую нагрузку и обладающих большой жесткостью, позволяет значительно увеличить расстояние между фермами, доведя оптимальный шаг стропил до величины 8—10 м. Применение прутковых сварных прогонов, конструктивно решаемых электросварными, может понизить вес всего перекрытия до 20% по сравнению с конструкцией из прокатных профилей<sup>1</sup>.

<sup>1</sup> Подробно этот вопрос разобран в статье проф. Н. Стрелецкого «Основы законов веса и экономии металла в промышленных конструкциях», помещенной в «Сборнике статей по металлическим конструкциям» (ОНИ—Госстройиздат—НКТП СССР—1934 г.).



Следующим вопросом после выбора расстояния между фермами, подлежащим разрешению, является выбор геометрической схемы и типа решетки.

На рис. 168—170 даны геометрические схемы употребительнейших типов стропильных ферм. Все они состоят из системы *прямолинейных стержней*, соединенных в местах пересечения (узлах).

Прямолинейные стержни, образующие очертание фермы сверху, на протяжении от одной опоры до другой ( $ABC$  на рис. 168,а), и снизу (участок  $AC$  на рис. 168) носят названия соответственно *верхнего* и *нижнего поясов* ферм.

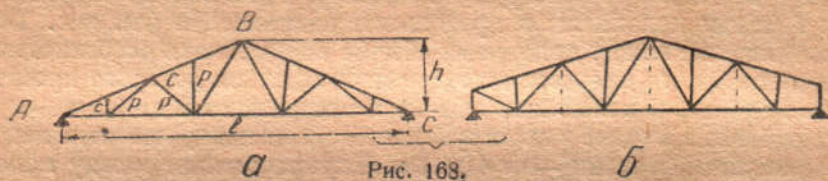


Рис. 168.

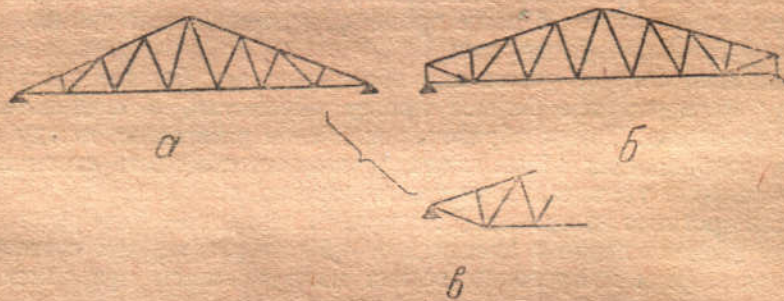
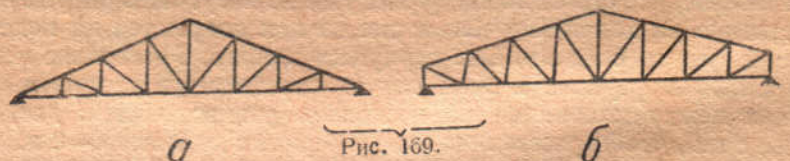


Рис. 170.

Вертикальные стержни и стержни, перпендикулярные к верхнему поясу (для схем 170 и 171), называются *стойками*, а наклонные элементы *раскосами*. Система раскосов и стоек носит общее название *решетки* фермы. В некоторых фермах, например, изображенных на рис. 172, стойки могут отсутствовать вовсе; вся решетка в этом случае состоит из одних раскосов. Все приведенные системы решеток представляют собой системы статически определимые.

Применение для решеток стропильных ферм статически неопределимых систем не дает никаких преимуществ и должно быть решительно отвергнуто.

Фермы указанных выше систем, состоящие из поясов, связанных между собой системой стержней, носят общее название *сквозных ферм*.



(или ферм со *сквозной стенкой*) в отличие от ферм *сплошных* (или со *сплошной стенкой*), в которых пояса соединены между собой сплошным листом.

Выбор геометрической схемы фермы заключается в определении очертания поясов и строительной высоты фермы (величина  $h$  на рис. 168, а). Очертание верхнего пояса определяется (при прямолинейном поясе) углом наклона кровли к горизонту, зависящего, как указано выше, главным образом от свойств кровельного материала.

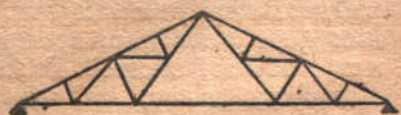


Рис. 171.



Рис. 172.

В большинстве случаев очертание верхнего пояса принимают прямолинейным с точкой перелома в середине пролета. Лишь в специальных случаях, например, при необходимости остекления части кровли, требующего большого угла наклона (больше  $50^\circ$ , во избежание скопления снега), верхнему поясу придают ломаное очертание по рис. 172 или 173, в этих случаях кровля на участках  $ab$  может быть остеклена. Очертание по рис. 173 следует предпочесть серповидной ферме рис. 172, так как выполнение конструкций с перегибами стержней в каждом узле значительно сложнее и дороже конструкции с прямолинейными поясами.

После того, как очертание верхнего пояса задано, переходят к определению строительной высоты фермы, т. е. выбору расстояния между коньковым узлом и нижним поясом фермы. Исследование работы ферм показывает, что усилия в поясах ферм уменьшаются по мере увеличения строительной высоты. Следовательно, при увеличении высоты уменьшается также вес поясов, так как вследствие уменьшения усилий уменьшается поперечное сечение стержней, длина же их почти не изменяется.

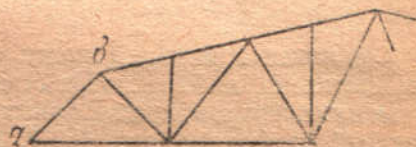


Рис. 173.

Что касается решетки, то усилия в ее элементах почти не зависят от строительной высоты ферм; поэтому увеличение этой высоты не влечет за собой уменьшения поперечных размеров сечений элементов решетки; длина же их возрастает почти прямо пропорционально увеличению строительной высоты, а следовательно, возрастает также объем материала в решетке фермы и ее вес.

Таким образом увеличение строительной высоты фермы влечет за собой уменьшение веса поясов и увеличение веса решетки.

Изменения этих величин происходят неодинаково, и наименьший, наиболее выгодный вес фермы имеет место при некоторой определенной строительной высоте. При отклонении от этой высоты в ту или другую сторону общий вес фермы возрастает. Определение этой



наивыгоднейшей высоты точно чисто теоретически не представляется возможным, так как объем металла в фермах, а следовательно, и вес их, зависит не только от поперечных сечений стержней и их длины, но и от целого ряда конструктивных деталей и коэффициентов, не поддающихся теоретическому определению.

Результаты произведенных нами сравнительных исследований веса стропильных ферм разных пролетов при различных строительных высотах для употребительных случаев нагрузки и уклонов кровли сведены в графике рис. 174, где дана зависимость между весом стропиль-

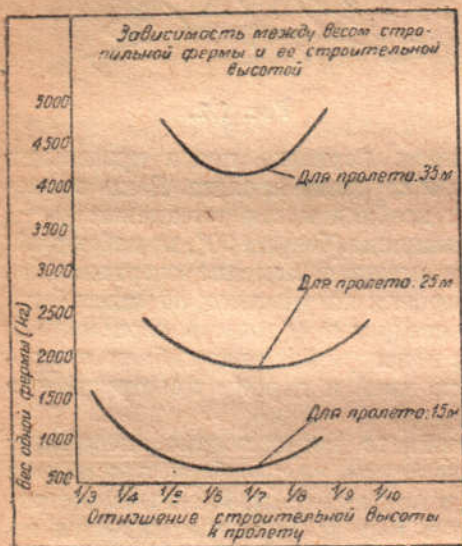


Рис. 174.

ных ферм различных пролетов и строительной высотой. Из этой диаграммы видно, что наивыгоднейшая строительная высота составляет  $\frac{1}{6}$  пролета для фермы пролетом 15 м и  $\frac{1}{7}$  для ферм пролетом 25 и 35 м. Кроме того, из этой же диаграммы видно, что изменение строительной высоты в ту и другую сторону в пределах от  $\frac{1}{6}$  до  $\frac{1}{8}$  пролета влияет на окончательный вес фермы незначительно (всего на 7,5%). Таким образом при отсутствии других условий, определяющих высоту фермы, надлежит задаваться высотой в указанных выше пределах<sup>1</sup>.

Очертание нижнего пояса точно так же, как и верхнего, чаще всего задается прямолинейным.

Сопряжение нижнего пояса с верхним на опорах может быть осуществлено либо непосредственно по рис. 168,а, 169,а и т. д. в так называемых *острых* опорных узлах, либо путем введения на опоре *опорной* стойки по рис. 168,б, 169,б и 170,б. Наконец, возможен случай перегиба нижнего пояса и соединение его непосредственно с верхним по рис. 170,в.

Первый способ, несколько уменьшающий количество стержней в решетке фермы, имеет некоторые неудобства в конструировании острого опорного узла. Кроме того, при такой системе возрастают усилия в поясах, и общий вес ферм при пологих кровлях оказывается большим, чем для ферм с опорными стойками.

Таким образом для стропил с уклоном кровли меньше 25—20° следует предпочесть очертание с опорными стойками; при больших углах наклона вполне рациональна схема с непосредственным соединением поясов в опорном узле.

<sup>1</sup> Более подробно этот вопрос освещен в вышеуказанной статье проф. Н. Стрелецкого «Основы законов веса и экономии металла в промышленных конструкциях».



Окончательное положение нижнего пояса в середине пролета находится на основании вышеуказанных соображений о выборе строительной высоты фермы.

Если найденное таким образом положение нижнего пояса при горизонтальном и прямолинейном его направлении по отношению к коньковому узлу окажется ниже опорных узлов, необходимо отказаться от острого опорного узла и применять ферму с опорными стойками или по рис. 170, в. Наоборот, если положение нижнего пояса окажется выше опорных узлов, что может иметь место при крутой кровле, нижнему поясу следует придать очертание по рис. 175. В этом случае, во избежание слишком острых опорных узлов, строительную высоту можно увеличить.

После определения строительной высоты и выбора очертания поясов переходят к выбору типа решетки фермы. Как видно из схем стропильных ферм, приведенных выше, для них могут быть применены различные типы решеток.

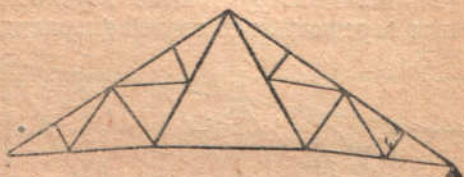


Рис. 175.

На рис. 168, а и 168, б изображена самая употребительная решетка, называемая *треугольной с дополнительными стойками*. В этой решетке стойки вертикальны, а раскосы имеют попеременно различное направление, т. е. некоторые из них являются (если считать слева направо) нисходящими, а другие восходящими к середине пролета.

При больших пролетах и, следовательно, больших панелях (панелью называется расстояние между смежными узлами верхнего пояса), во избежание провисания нижнего пояса от собственного веса, в решетку фермы могут быть введены также стойки для поддержания нижнего пояса, как это показано пунктиром на рис. 168, б.

Фермы по рис. 169, а и 169, б носят название *раскосных* (английская ферма). В этой решетке стойки также вертикальны, раскосы же имеют одно направление, нисходящее к середине фермы.

На рис. 170, а и 170, б изображена так называемая *бельгийская ферма*. В ней стойки перпендикулярны к верхнему поясу, раскосы же имеют одно направление, восходящее к середине фермы.

Наконец, на рис. 171 дана ферма системы «Полонсо» (французская), в которой стойки направлены перпендикулярно к верхнему поясу, раскосы же имеют различное направление, образуя систему равнобедренных треугольников, высотами которых служат стойки. Эта решетка отличается тем, что в ней стойки испытывают только сжимающие усилия, раскосы же — только растягивающие.

На рис. 172 изображена так называемая *серповидная ферма*, имеющая ломаное очертание поясов и решетку, состоящую только из раскосов.

Исследование экономической стороны типа решетки приводит к следующим выводам.



Для ферм употребительных пролетов от 15 до 35 м при пологих кровлях, испытывающих только нагрузки от кровли и вертикальных сил, самыми легкими и конструктивно удобными, а следовательно, и наиболее экономичными, являются фермы с треугольной решеткой (рис. 168) и фермы английские (рис. 169).

Фермы бельгийские (рис. 170) менее экономичны; при прочих равных условиях вес их оказывается больше ферм предыдущих типов приблизительно на 15—20%.

Равным образом фермы системы «Полонсо» оказываются тяжелее ферм с треугольной и раскосной решеткой. Кроме того, эти фермы, в виду отсутствия в них вертикальных элементов, представляют значительные конструктивные неудобства в отношении прикрепления к ним вертикальных связей (перпендикулярных к плоскости ферм),

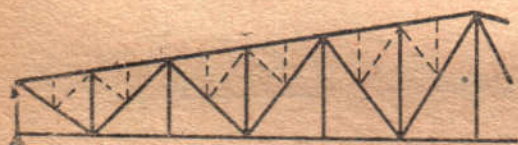


Рис. 176.

что делает их применимыми только для небольших пролетов до 16 м, не требующих вертикальных связей.

Таким образом, при проектировании стропильных ферм обычного типа, несущих нормальные нагрузки, следует решительно применять только

решетки треугольного или раскосного типа, отдавая предпочтение первой, которая при одинаковом весе с раскосной, имеет меньшее количество стержней, а следовательно, дешевле в изготовлении.

Бельгийская система вовсе не должна применяться как неэкономичная и не имеющая никаких преимуществ.

Фермы «Полонсо» могут быть применены, как уже указано выше, при небольших пролетах и крутой кровле, в  $35^\circ$  и больше.

Для окончательного выявления геометрической схемы фермы нужно, кроме определения очертания поясов и выбора типа решетки согласно сделанным указаниям, задаться также количеством панелей.

При этой разбивке руководствуются следующими соображениями. Во-первых, длина всех панелей должна быть одинакова; это упрощает конструкцию кровли и фермы и диктуется также эстетическими соображениями; во-вторых, длина панели должна быть подобрана таким образом, чтобы углы между элементами фермы (раскосами, стойками и поясами) были не меньше  $25-30^\circ$ , так как в противном случае затрудняется конструирование узлов; в-третьих, длина панели должна быть в пределах от 2 до 3,5 м, так как при больших панелях конструкция настила, в виду большого расстояния между прогонами, расположенными в узлах фермы, оказывается слишком тяжелой. Последние два условия при указанных выше типах решетки не всегда оказывается возможным осуществить. При больших пролетах строительная высота фермы оказывается большой и при разделении фермы на панели небольшой длины раскосы решетки получают слишком большой наклон, и углы между ними и стойками оказываются меньше допустимых пределов. ]



В этом случае может быть применена так называемая *сложная* или *шпренгельная* решетка. Сущность ее заключается в том, что в обычную решетку рассмотренных выше типов в каждую панель вводится по два дополнительных элемента (раскос и стойка), показанных на рис. 176 пунктиром. Введение этих элементов, не нарушая статической определимости системы и нормальных углов наклона элементов, вдвое уменьшает длину панели. Продолжением вертикальной стойки шпренгеля вниз до нижнего пояса (рис. 177) можно добиться уменьшения вдвое также панелей нижнего пояса.

После того как задано расстояние между фермами, выбрана геометрическая схема, сделана разбивка на панели и произведен расчет кровли во всем согласно сделанным

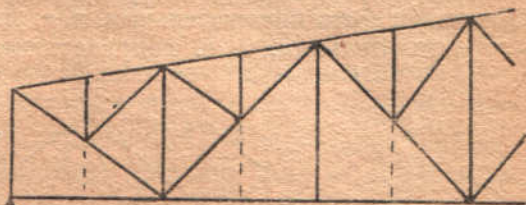


Рис. 177.

выше указаниям, переходят к следующему этапу проектирования стропил — определению действующих на них внешних сил.

## 2) ОПРЕДЕЛЕНИЕ ВНЕШНИХ СИЛ

Так же, как и при расчете кровли, внешними силами, действующими на фермы, являются:

- собственный вес кровли и ферм со связями,
- давление снега,
- давление ветра.

*Собственный вес* складывается из веса кровли и обрешетин, определяемых при расчете кровли, и собственного веса самих стропильных металлических ферм и связей между ними. Вес стропильных ферм и связей не может быть определен точно до полного расчета и конструирования ферм; поэтому при расчете предварительно задаются ориентировочным их весом, определяемым (при условии проектирования из стали 3) на основании следующей эмпирической формулы (для пролетов до 30 м):

$$q = (L + 3) \text{ кг/м}^2, \quad (67)$$

где  $q$  — вес стропильных ферм со связями (кг), отнесенный к  $1 \text{ м}^2$  горизонтальной проекции кровли,

$L$  — пролет фермы (м).

При проектировании из металла пониженного качества (например, из стали 3 пониженной, с основным допусаемым напряжением  $1200 \text{ кг/см}^2$ ) вес ферм, определяемый по приведенной формуле, должен быть увеличен в отношении допусаемых напряжений, принятых для стали 3, и материала, из которого проектируется перекрытие. Таким образом для стали 3 пониженной вес ферм должен определяться по формуле:

$$q = \frac{1400}{1200} (L + 3). \quad (68)$$



Направление действия сил от собственного веса принимается вертикальным.

Давление снега определяется согласно приведенным выше нормам точно так же, как и при расчете кровли, и выражается в килограммах на  $1 \text{ м}^2$  поверхности крыши. Направление действующих сил давления снега принимается вертикальным.

Давление ветра, определяемое также согласно указаниям, сделанным выше, принимается действующим нормально к поверхности ската. Оно может быть положительным, т. е. направленным внутрь здания, или отрицательным, т. е. направленным наружу.

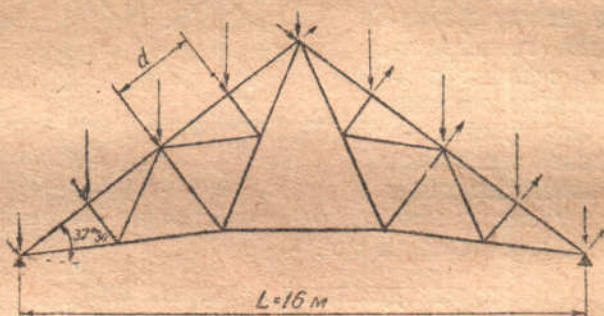


Рис. 178.

Нагрузка перечисленными силами считается равномерно распределенной по всей поверхности крыши.

С целью упрощения расчета и без ущерба для практически необходимой точности, можно принять, что нагрузка от собственного веса ферм и давления кровли распределяется на узлы верхнего пояса ферм, пропорционально площади кровли, приходящейся на соответствующий узел. Например, при вертикальном давлении от снега и собственного веса, равном  $q \text{ кг м}^2$ , и обозначениях на рис. 154, давление на все узлы промежуточной фермы (кроме крайних узлов, расположенных над опорами) будет равняться:

$$q \cdot d \cdot l;$$

для крайних узлов ферм это давление будет равно:

$$\frac{1}{2} q \cdot d \cdot l.$$

Крайние (щипцовые) фермы, очевидно, испытывают вдвое меньшую нагрузку, однако в целях единообразия конструкции их обычно отдельно не рассчитывают и проектируют такими же, как и средние фермы.

В некоторых случаях стропильные фермы могут, кроме обычных сил, подвергаться действию дополнительных сил, например, нагрузке от веса потолка и т. п. Нагрузки эти должны быть учтены при расчете.

Под влиянием указанных нагрузок элементы фермы будут испытывать различные усилия, причем некоторые элементы могут оказаться в худших условиях работы при одной комбинации нагрузок, другие элементы — при другой. В целях обеспечения прочности кон-



струкций необходимо предусмотреть для всех стержней такие комбинации нагрузок, которые дают наибольшее усилие. Так как заранее обычно нельзя предугадать, какая комбинация нагрузок дает наибольшие усилия в элементах фермы, необходимо провести расчет для всех возможных комбинаций нагрузок и учесть максимальные значения усилий.

Различные комбинации нагрузок, которые должны быть приняты во внимание при расчете стропильных ферм, представлены в таблице 64.

Таблица 64

Расчетные комбинации нагрузок для стропильных ферм

Уклон кровли	№	Комбинации нагрузок]	Допускаемое напряжение	Примечание
Уклон кровли $0 < \alpha < 50^\circ$	1	Давление снега плюс собственный вес	Основное	
	2	Собственный вес плюс давление ветра при действии его справа	Повышенное	
	3	То же при действии ветра слева	Повышенное	
	4	Давление снега плюс собственный вес, плюс давление ветра при направлении ветра справа	Повышенное	
	5	То же при направлении ветра слева	Повышенное	
Уклон кровли $\alpha = 50^\circ$ и больше	6	Собственный вес	Основное	
	7	Собственный вес плюс давление ветра при направлении ветра справа	Повышенное	
	8	То же при направлении ветра слева	Повышенное	

*Примечание 1.* В ответственных случаях для ферм больших пролетов (ангаров, ж.-д. дебаркадеров и т. п.) следует проверить усилия при нагрузке снегом одного ската фермы и отсутствии его на другом.

*Примечание 2.* Для удобства, когда расчет должен вестись по повышенному допускаемому напряжению, рекомендуется принимать за расчетное усилие 0,825 суммарного усилия от давления снега, ветра и собственного веса. Дальнейшие вычисления в этом случае ведутся по основному допускаемому напряжению.



*Пример.* Определить расчетные нагрузки, действующие на стропильную ферму, имеющую размеры по рис. 178. Расстояние между фермами 5 м. Высота здания до конька 16,0 м. Здание расположено в районе города Новороссийска на открытом месте. Вес кровли с обрешетинами составляет 85 кг/м<sup>2</sup>. Кровля теплая. Фермы проектируются из стали 3.

Собственный вес стропильных ферм со связями составит [по формуле (67)]:

$$q = 16 + 3 = 19 \text{ кг/м}^2 \text{ горизонтальной проекции кровли, или} \\ 19 \times \cos 37^\circ 30' = 19 \times 0,793 = 15,1 \text{ кг/м}^2 \text{ поверхности кровли.}$$

Тогда полный собственный вес перекрытия будет:

$$85 + 15,1 = 100,1 \text{ кг/м}^2 \text{ поверхности кровли.}$$

Новороссийск относится к районам без устойчивого снегового покрова, следовательно снеговая нагрузка при угле наклона кровли 37°30' будет равна (по таблице 34) 25 кг/м<sup>2</sup> горизонтальной проекции кровли, или

$$P_e = 25 \times \cos 37^\circ 30' = 25 \times 0,793 = 19,9 \text{ кг/м}^2$$

поверхности кровли.

Положительное давление ветра будет:

$$P_e = 0,25 \times 100 = 25 \text{ кг/м}^2.$$

Отрицательное давление ветра:

$$P_e' = -0,40 \times 100 = -40 \text{ кг/м}^2,$$

где 0,25 и -0,40 коэффициенты обтекания, определяемые согласно графику на рис. 79, а 100 — скоростной напор.

Длина панели при пролете 16,0 м и угле наклона кровли  $\alpha = 37^\circ 30'$  будет равна:

$$d = \frac{16}{2 \times 4 \times \cos 37^\circ 30'} = 2,52 \text{ м.}$$

Вертикальное давление на узлы фермы (кроме крайних) от собственного веса перекрытия будет равно:

$$100,1 \times 2,52 \times 5 = 1260 \text{ кг.}$$

То же на крайние узлы (опорные):

$$\frac{100,1 \times 2,52 \times 5}{2} = 630 \text{ кг.}$$

Вертикальное давление снега на узлы фермы будет:

$$19,9 \times 2,52 \times 5 = 251 \text{ кг.}$$

То же на крайние:

$$251 : 2 = 125,5 \text{ кг.}$$



Нормальное к скату положительное давление ветра на средние узлы одного ската фермы (кроме опорного и конькового узлов) составит:

$$25,0 \times 2,52 \times 5 = 315 \text{ кг}$$

То же на опорный и коньковой узлы:

$$315 : 2 = 157,5 \text{ кг.}$$

Нормальное к скату отрицательное давление ветра на средние узлы другого ската фермы будет:

$$-40 \times 2,52 \times 5 = -504 \text{ кг.}$$

То же на опорный и коньковой узлы:

$$-504 : 2 = -252 \text{ кг.}$$

Схема действия всех этих сил показана стрелками на рис. 178.

### 3) ОПРЕДЕЛЕНИЕ УСИЛИЙ В ЭЛЕМЕНТАХ ФЕРМЫ

После определения действующих на ферму внешних сил переходят к определению опорных реакций и усилий в элементах фермы.

В тех случаях, когда опорами стропильных ферм служат каменные или железобетонные стены и т. п., одна из опор, во избежание статической неопределимости и дополнительных напряжений в элементах фермы, проектируется подвижной, т. е. один конец фермы должен иметь возможность свободно перемещаться на опоре. В этом случае стропильная ферма является системой внешне статически определимой, а нахождение опорных реакций ее не представляет затруднений.

В практике проектирования металлических каркасных зданий стропильные фермы опираются большей частью на металлические колонны, с которыми соединяются болтами или заклепками, без специальных подвижных опор. Однако в этом случае, в виду сравнительно незначительной жесткости верхушки колонны в направлении действия горизонтальной силы, этой жесткостью можно без большой погрешности пренебречь и рассматривать стропильную ферму как свободно опертую. Таким образом определение опорных реакций в этом случае производится так же, как и для ферм с одним свободно опертым концом.

Определение усилий в элементах фермы производится в предположении, что все стержни ее соединены шарнирно в узлах. В таком случае ферма представляет собой плоскую стержневую систему, и усилия во всех ее элементах, возникающие под действием внешних сил, можно найти путем разложения этих сил вдоль направления стержней по одному из способов, приводимых в строительной механике.

Для стропильных ферм, обычно подвергающихся действию постоянной нагрузки и притом в сравнительно небольшом числе комбинаций, наиболее удобно определять усилия по графическому способу Кремоны.

Способ этот детально разработан в строительной механике, и потому мы его излагать не будем, а дадим только практические указания о порядке расчета усилий и нахождения максимальных их значений.

Как сказано выше, определить заранее, какая комбинация нагрузок дает наибольшие усилия в данном элементе фермы, не всегда



возможно, поэтому усилия от каждого вида нагрузки находят отдельно, чтобы иметь возможность алгебраически их сложить и получить их максимальные значения.

В соответствии с этим следует в первую очередь определить опорные реакции и построить диаграммы Кремоны для каждого вида нагрузки в отдельности, т. е. найти усилия в стержнях отдельно — от собственного веса, давления снега и давления ветра слева и справа.

В тех случаях, когда давление ветра незначительно и может в расчет не приниматься, определение максимальных значений усилий значительно упрощается, так как наибольшие усилия в этом случае будут соответствовать одновременному действию собственного веса и нагрузки снегом. При симметричной ферме в этом случае можно также, очевидно, ограничиться определением усилий для одной половины фермы.

При необходимости учитывать одновременное давление ветра, снега и нагрузку от собственного веса для удобства нахождения максимальных (расчетных) усилий результаты по каждому виду нагрузки сводятся в таблицу, составляемую по следующей форме:

Форма 1

Группа стержней (верхний пояс, раскосы и т. п.)	Наименование стержня (№)	Усилие от собственного веса	Усилие от нагрузки снегом	Усилие от давления ветра слева	Усилие от давления ветра справа	Расчетн. усилия		Примечание
						максимальные положительные (растягивающие)	максимальные отрицательные (сжимающие)	
1	2	3	4	5	6	7	8	9

В графах 7 и 8 выписывают максимальные значения нагрузок (соответственно растягивающие и сжимающие), исходя из возможных комбинаций нагрузок, приведенных в таблице 64.

Для комбинаций нагрузок, соответствующих повышенному допускаемому напряжению, полученное значение усилия, как уже указывалось выше, удобнее для дальнейших расчетов привести к основному допускаемому напряжению умножением на коэффициент 0,825, равный  $\frac{1400}{1700}$  (отношению основного допускаемого напряжения к повышенному).

Если после этого умножения полученное значение усилия окажется больше, чем усилие от других возможных нагрузок, соответствующих основному допускаемому напряжению, его принимают за расчетное и вписывают в графы 7 или 8 в зависимости от знака.

При определении расчетных усилий усилия в стержнях от отдельных нагрузок (выписанные в графах 3, 4, 5 и 6) складываются



алгебраически, причем растягивающие считаются положительными, а сжимающие — отрицательными.

Нагрузки комбинируются сначала таким образом, чтобы получить наибольшие значения растягивающих сил, а затем — сжимающих усилий.

Полученные наибольшие значения усилий, выражаемые обычно в тоннах, считаются *расчетными* и по ним в дальнейшем вычисляются необходимые прочные размеры поперечных сечений элементов и их соединений.

#### 4) ПОДБОР СЕЧЕНИЙ ЭЛЕМЕНТОВ ФЕРМ

Определение прочных размеров элементов, на основании действующих в них усилий, носит общее название *подбора сечений*. Исходя из требования наиболее экономичного использования материала, являющегося основным принципом проектирования, подбор сечений нужно производить таким образом, чтобы площадь поперечного сечения элементов и вес их были наименьшими, или, что все равно, чтобы материал был максимально использован, т. е. без оставления излишних запасов прочности. Правила подбора сечений и их наивыгоднейшая форма для стержневых систем, в которых элементы работают на осевые, т. е. продольные силы, действующие вдоль осей стержней, резко разделяется на два случая, именно: на подбор сечения растянутых и сжатых стержней.

Подбор сечения растянутых элементов производится только по условию прочности, т. е. сечение должно быть подобрано так, чтобы растягивающее напряжение, возникающее в стержне под действием расчетного усилия, не превосходило допускаемого. Таким образом площадь поперечного сечения растянутого элемента находится по формуле:

$$F_n = \frac{P}{(\sigma)}, \quad (69)$$

где  $F_n$  — площадь поперечного сечения нетто, т. е. с учетом полного ослабления сечения заклепочными отверстиями (в сварных соединениях такое ослабление отсутствует);

$P$  — расчетное усилие,

$(\sigma)$  — допускаемое напряжение на растяжение (основное либо повышенное, в зависимости от вида нагрузки, при которой определено расчетное усилие).

В виду того, что прочные размеры растянутых элементов зависят только от площади поперечного сечения, форма этого сечения роли не играет, и, следовательно, выбор профиля материала определяется только конструктивными соображениями (удобства прикрепления и т. п.). Эти соображения будут изложены отдельно для каждой группы элементов ферм.

Сжатые элементы, как известно из теории сопротивления материалов, кроме условия прочности (аналогично прочности растянутых элементов), должны удовлетворять условию устойчивости, т. е. должна быть обеспечена устойчивость стержня под влиянием так называемого *продольного изгиба*. Эта устойчивость, как известно, зависит от отно-



нения длины стержня к наименьшему радиусу инерции поперечного сечения или от так называемой *гибкости* стержня, обозначаемой обычно греческой буквой  $\lambda$ ; таким образом:

$$\lambda = \frac{l}{i},$$

де  $l$  — свободная длина сжатого стержня,

$i$  — радиус инерции сечения.

Влияние продольного изгиба при подборе сечений сжатых элементов учитывается понижением допускаемого напряжения, путем умножения его на коэффициент  $\varphi$ , меньший единицы, определяемый в зависимости от гибкости стержня.

Зависимость между гибкостью и коэффициентом уменьшения допускаемого напряжения на продольный изгиб установлена в нормах. Ниже мы приводим интерполированную таблицу 65 этих значений для стали 3 при гибкости от 1 до 200.

Таблица 65

Коэффициент  $\varphi$  уменьшения основного напряжения при продольном изгибе

$\frac{l}{i}$	$\varphi$	$\frac{l}{i}$	$\varphi$	$\frac{l}{i}$	$\varphi$	$\frac{l}{i}$	$\varphi$	$\frac{l}{i}$	$\varphi$	$\frac{l}{i}$	$\varphi$
1	0,999	35	0,915	69	0,746	103	0,551	137	0,369	171	0,259
2	0,999	36	0,910	70	0,741	104	0,545	138	0,364	172	0,256
3	0,998	37	0,906	71	0,735	105	0,539	139	0,359	173	0,254
4	0,997	38	0,901	72	0,729	106	0,534	140	0,355	174	0,251
5	0,996	39	0,897	73	0,723	107	0,528	141	0,350	175	0,249
6	0,995	40	0,893	74	0,717	108	0,523	142	0,346	176	0,246
7	0,994	41	0,888	75	0,712	109	0,517	143	0,342	177	0,244
8	0,993	42	0,884	76	0,706	110	0,511	144	0,338	178	0,242
9	0,992	43	0,879	77	0,700	111	0,505	145	0,334	179	0,239
10	0,990	44	0,875	78	0,694	112	0,499	146	0,330	180	0,236
11	0,989	45	0,871	79	0,688	113	0,493	147	0,326	181	0,234
12	0,987	46	0,866	80	0,683	114	0,487	148	0,322	182	0,232
13	0,985	47	0,862	81	0,677	115	0,482	149	0,319	183	0,230
14	0,984	48	0,857	82	0,672	116	0,476	150	0,316	184	0,228
15	0,982	49	0,852	83	0,666	117	0,470	151	0,313	185	0,226
16	0,980	50	0,848	84	0,660	118	0,464	152	0,310	186	0,223
17	0,978	51	0,844	85	0,655	119	0,458	153	0,307	187	0,221
18	0,975	52	0,839	86	0,649	120	0,453	154	0,303	188	0,218
19	0,973	53	0,834	87	0,643	121	0,447	155	0,301	189	0,216
20	0,970	54	0,829	88	0,637	122	0,442	156	0,298	190	0,214
21	0,967	55	0,824	89	0,631	123	0,437	157	0,295	191	0,212
22	0,964	56	0,819	90	0,626	124	0,432	158	0,292	192	0,209
23	0,961	57	0,814	91	0,620	125	0,426	159	0,290	193	0,207
24	0,957	58	0,809	92	0,614	126	0,421	160	0,287	194	0,205
25	0,954	59	0,803	93	0,608	127	0,416	161	0,284	195	0,202
26	0,950	60	0,798	94	0,603	128	0,411	162	0,282	196	0,200
27	0,947	61	0,792	95	0,597	129	0,406	163	0,279	197	0,198
28	0,943	62	0,787	96	0,591	130	0,401	164	0,277	198	0,195
29	0,939	63	0,780	97	0,585	131	0,395	165	0,274	199	0,193
30	0,935	64	0,775	98	0,579	132	0,392	166	0,271	200	0,191
31	0,931	65	0,769	99	0,573	133	0,387	167	0,269		
32	0,927	66	0,763	100	0,568	134	0,382	168	0,266		
33	0,923	67	0,757	101	0,562	135	0,378	169	0,264		
34	0,919	68	0,752	102	0,557	136	0,373	170	0,261		



В соответствии с изложенным, при подборе сечений сжатых стержней должны быть соблюдены два условия: во-первых, условие прочности, определяемое уравнением:

$$\sigma = \frac{P}{F_n} \leq (\sigma), \quad (70)$$

где  $\sigma$  — напряжение на сжатие,

$P$  — сжимающая сила,

$F_n$  — площадь поперечного сечения нетто (с вычетом заклепочных отверстий);

$(\sigma)$  — допускаемое напряжение;

во-вторых, условие устойчивости, определяемое уравнением:

$$\sigma = \frac{P}{F_6} \leq (\sigma) \varphi,$$

или, что все равно, уравнением:

$$\sigma = \frac{P}{F_6 \varphi} \leq (\sigma), \quad (71)$$

где, при прочих указанных выше обозначениях:

$F_6$  — площадь поперечного сечения брутто (без учета ослабления заклепки),

$\varphi$  — коэффициент уменьшения допускаемого напряжения при продольном изгибе.

Практически при расчете элементов стропильных ферм первую проверку сжатых стержней (на прочность) почти никогда не приходится производить, так как коэффициент  $\varphi$  (в виду значительной гибкости стержней) бывает обычно меньше 0,80, в то время как сечение нетто, ослабленное заклепками, никогда не бывает меньше 0,85 или 0,80 от полного сечения.

Следует иметь в виду, что как для растянутых, так и особенно для сжатых стержней, надлежит избегать чрезмерно большой гибкости, даже в тех случаях, когда указанные выше условия устойчивости и прочности будут удовлетворены, так как гибкие стержни легко подвергаются вибрации при сотрясениях сооружения и повреждениям при монтаже. Вследствие этого гибкость стержней ограничивается следующими пределами:

- А. Для сжатых стержней. 1. Для основных сжатых стержней (пояса, опорные раскосы ферм и стержни колонн) — 120.  
2. Для всех прочих сжатых элементов сквозных конструкций — 150.  
3. Для сжатых элементов связей — 200.  
4. Для элементов соединительной решетки сжатых стержней, а также для нерабочих элементов решетки сквозных конструкций, служащих лишь для уменьшения расчетной длины сжатого элемента пояса — 200.

Б. Для растянутых стержней. 1. Для конструкций, подверженных регулярному действию динамической нагрузки:



а) для основных (пояса и опорные раскосы ферм) растянутых стержней — 200;

б) для всех прочих растянутых стержней — 300.

2. Для конструкций, не подверженных регулярному действию динамической нагрузки, гибкость растянутых стержней как основных, так и второстепенных не должна превышать—300.

3. Для элементов растянутых связей, не подверженных действию вибрационной нагрузки — 400.

Как видно из изложенного, подбор сечений сжатых стержней, в отличие от растянутых, зависит не только от потребной площади, но и от формы поперечного сечения, так как с этой формой связан радиус инерции.

Таким образом, чем больше радиус инерции, тем меньше гибкость стержня и, следовательно, больше окончательное допустимое напряжение, что в свою очередь ведет к уменьшению площади поперечного сечения стержня, а следовательно, и его веса. Таким образом при подборе сечений сжатых стержней следует стремиться выбрать сечение с возможно большим радиусом инерции. □

Кроме теоретических соображений о наиболее выгодной форме сечений, должны быть приняты во внимание также соображения конструктивные: удобство узловых соединений, удобства изготовления, монтажа и т. п. Эти последние соображения несколько различны для клепаных и сварных конструкций, а также для отдельных видов стержней (раскосов, поясов и т. п.).

Ниже мы даем наиболее выгодные сечения для различных видов стержней клепаных и сварных конструкций.

#### а) Верхний пояс

Верхний пояс стропильных ферм при клепаных конструкциях может иметь сечение по рис. 179.

Все указанные сечения состоят из симметрично расположенных относительно вертикальной оси профилей, причем между этими профилями оставлен зазор для пропуска фасонных листов (косынок), служащих для соединения элементов в узлах фермы. Наиболее употребительно сечение из двух равнобоких уголков. Сечение по рис. 179,б из неравнобоких уголков имеет преимущество перед сечением по рис. 179,а в том отношении, что радиусы инерции сечения относительно горизонтальной и вертикальной осей приблизительно равны. Равенство это выгодно для сжатых элементов, так как материал сечения оказывается одинаково использованным при возможном изгибе от продольных сжимающих сил как в одной, так и в другой плоскости.

Такого явления не наблюдается при сечении из равнобоких уголков. В самом деле, рассматривая сечение по рис. 179,а при работе его на продольный изгиб (сжатии), мы увидим, что стержень этот выгнется под влиянием продольного изгиба в том направлении, в котором сопротивление изгибу будет наименьшим, т. е. в вертикальной плоскости, так как момент инерции, а следовательно, и радиус инерции относительно горизонтальной оси будут наименьшими. Таким образом,



хотя момент инерции такого сечения относительно вертикальной оси значительно больше, чем относительно горизонтальной, эта прочность не будет использована, так как возможен продольный изгиб относительно горизонтальной оси, радиус инерции относительно которой меньше. Для большей ясности проиллюстрируем это положение цифровым примером.

Момент инерции сечения из двух равнобоких уголков размером  $100 \times 100 \times 10$ , расположенных по рис. 179, а, относительно горизонтальной оси, проходящей через центр тяжести сечения (по таблицам сортамента), равен:

$$J_1 = 2 \times 179,0 = 358,0 \text{ см}^4;$$

радиус инерции относительно горизонтальной оси (минимальный) будет:

$$i_1 = \sqrt{\frac{J_1}{F}},$$

где  $F$  — площадь поперечного сечения двух уголков, или

$$i_1 = \sqrt{\frac{358}{2 \times 19,2}} = 3,04 \text{ см.}$$

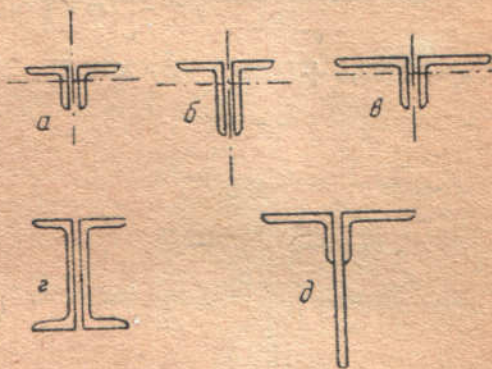


Рис. 179.

При свободной длине сжатого стержня, равной, допустим, 350 см, гибкость стержня составит:

$$\lambda = \frac{350}{3,04} = 115,$$

и коэффициент  $\varphi$  уменьшения допускаемого напряжения по таблице б5 равен 0,482.

Тогда, при основном допускаемом напряжении ( $\sigma$ ), равном 1400, на основании формулы (71), можем написать:

$$\sigma = \frac{P}{0,482 \times 2 \times 19,2} \leq 1400,$$

откуда максимальное сжимающее усилие, которое может воспринять принятое сечение, будет:

$$P = 0,482 \times 2 \times 19,2 \times 1400 = 25\,800 \text{ кг.}$$

Проектируя этот же стержень из двух неравнобоких уголков размером  $120 \times 80 \times 10$ , расположенных по рис. 179, б и приблизительно равных по площади уголкам размера  $100 \times 100 \times 10$ , получим значение момента инерции относительно горизонтальной оси:

$$J_{x^*} = 2 \times 279 = 558 \text{ см}^4.$$

Момент инерции относительно вертикальной оси, при зазоре между уголками, равном 10 мм, найдется из следующих соображений.



Как известно, момент инерции относительно любой оси, не совпадающей с центром тяжести сечения, равен моменту инерции сечения относительно оси, параллельной и проходящей через центр тяжести, плюс площадь сечения, помноженная на квадрат расстояния от центра тяжести до оси, относительно которой определяется момент инерции.

Таким образом, изображая наше сечение в большом масштабе на рис. 180, будем иметь момент инерции всего сечения относительно вертикальной оси  $y_1 y_1$  равным:

$$J_{y_1 y_1} = 2 \left[ J_{yy} + \left( x_0 + \frac{\delta}{2} \right)^2 F \right];$$

$$J_{y_1 y_1} = 2 [99,6 + (1,96 + 0,5)^2 \times 19,2] = 2(99,6 + 116); J_{y_1 y_1} = 431,2 \text{ см}^4.$$

Тогда наименьший радиус инерции всего сечения:

$$i = \sqrt{\frac{431,2}{2 \times 19,2}} = 3,35,$$

и гибкость стержня:

$$\lambda = \frac{350}{3,35} = 105.]$$



Рис. 180. Сечение из двух уголков  $120 \times 80 \times 10$ ; момент инерции одного уголка относительно оси  $yy$  равен  $J_{yy} = 99,6 \text{ см}^4$ ,  $x_0 = 1,96 \text{ см}$ ,  $\delta = 1,0 \text{ см}$ ; площадь одного уголка  $F = 19,2 \text{ см}^2$ .

Соответствующий этой гибкости коэффициент уменьшения допускаемого на ряжения  $\varphi = 0,539$ , и, следовательно, максимальное допускаемое усилие, которое может воспринять стержень:

$$P = 0,539 \times 2 \times 19,2 \times 1400 = 29\,000 \text{ кг}$$

вместо 25 800 кг при сечении из двух равнобоких уголков той же площади.

Таким образом применение неравнобоких уголков может дать для разобранных случаев около:

$$\frac{29\,000 - 25\,800}{25\,800} \times 100 = 12,4\%$$

экономии в весе металла.

Мы подчеркиваем, что применение неравнобоких уголков в подобных случаях может дать только некоторую и притом незначительную экономию металла; что же касается экономии в стоимости, то она не будет достигнута, так как стоимость тонны неравнобоких уголков принятого в примере размера на 11% больше стоимости равнобокого железа. Таким образом в этом случае при применении неравнобокого железа разница в стоимости конструкции будет ничтожна.

Сечение пояса по рис. 179, в применяется в специальных случаях, когда свободная длина сжатого пояса при возможном продольном изгибе различна в разных плоскостях.



Такой случай работы стержней верхнего пояса стропильных ферм показан на рис. 181.

Для обеспечения устойчивости, чтобы избежать опрокидывания и предотвратить деформации верхних сжатых поясов от продольного изгиба, стропильные фермы соединяются между собой так называемыми *связями*. На рис. 181 даны в аксонометрической проекции две стропильные фермы, верхние пояса которых соединены крестовыми связями, расположенными в плоскости кровли. Связи эти обеспечивают неподвижность в плоскости ската узлов ферм, обозначенных буквой *a*; неподвижность же узлов, обозначенных буквой *b*, в плоскости ската, очевидно, не обеспечена. Таким образом стержни верхнего пояса под влиянием продольного изгиба могут выгнуться в плоскости ската на каждом участке *a—a*, и, следовательно, их свободная длина, при определении гибкости в этой плоскости, должна быть принята равной *l* (рис. 181).

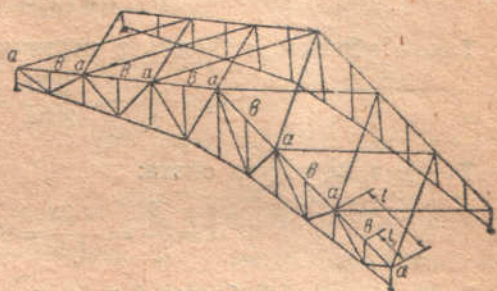


Рис. 181.

В вертикальной плоскости стержни верхнего пояса могут выгнуться под влиянием продольного изгиба лишь на участках *a—b*, и, следовательно, свободная длина при определении гибкости в вертикальной плоскости должна быть принята равной  $l_1 = \frac{l}{2}$ .

В приведенном случае для равномерного сопротивления стержней верхнего пояса продольному изгибу как в плоскости ската, так и в вертикальной плоскости, надо подобрать их сечения таким образом, чтобы момент инерции относительно вертикальной оси был значительно больше (приблизительно в 4 раза) момента инерции относительно горизонтальной.

К сожалению, сортамент неравнобокого углового железа по ОСТ таков, что расположение уголков по рис. 179, *в* дает слишком большой момент инерции относительно вертикальной оси и слишком малый относительно горизонтальной. Таким образом сечение получает чрезмерный запас прочности при изгибе в плоскости ската и, наоборот, оказывается слабым для изгиба в вертикальной плоскости.

Проверим изложенное на цифровом примере.

Требуется подобрать сечение верхнего пояса стропильной фермы с расположением связей по рис. 181 при длине панели  $l_1 = 2,20$  м и максимальной сжимающей силе 30 т.

Основное допускаемое напряжение 1400 кг/см<sup>2</sup>.

Рассмотрим два варианта сечения:

*Первый вариант:* два равнобоких уголка размером 100 × 100 × 10 с зазором 10 мм (рис. 179, *а*).



Радиус инерции сечения относительно горизонтальной оси по предыдущему равен:

$$i_z = 3,04 \text{ см.}$$

Момент инерции относительно вертикальной оси будет:

$$J_o = 2[179 + (2,83 + 0,5)^2 \times 19,2] = 784 \text{ см}^4,$$

и радиус инерции:

$$i_o = \sqrt{\frac{784}{2 \times 19,2}} = 4,5 \text{ см.}$$

Таким образом гибкость в вертикальной плоскости:

$$\lambda_o = \frac{l_1}{i_o} = \frac{220}{3,04} = 72.$$

То же в плоскости ската:

$$\lambda = \frac{l}{i_o} = \frac{440}{4,5} = 98.$$

Соответствующий большей гибкости (98) коэффициент  $\varphi = 0,579$ ; следовательно, максимальное допускаемое усилие на сжатие для первого варианта сечения будет:

$$P_1 = -0,579 \times 2 \times 19,2 \times 1400 = -31\,100 \text{ кг,}$$

что больше действующей силы, равной 30 000 кг.

*Второй вариант:* два неравнобоких уголка размером  $120 \times 80 \times 10$  с зазором 10 мм (рис. 179, в).

Момент инерции относительно горизонтальной оси равен:

$$J_o = 2 \times 99,6 = 199,2 \text{ см}^4;$$

радиус инерции относительно горизонтальной оси:

$$i_z = \sqrt{\frac{199,2}{2 \times 19,2}} = 2,28 \text{ см.}$$

Свободная длина при изгибе в вертикальной плоскости должна быть принята равной одной панели или  $l_1 = 2,20$  м; таким образом, гибкость:

$$\lambda_o = \frac{220}{2,28} = 96,$$

соответствующее  $\varphi = 0,591$ , что дает максимальное допускаемое усилие на сжатие:

$$P_2 = -0,591 \times 2 \times 19,2 \times 1400 = -31\,800 \text{ кг,}$$

т. е. почти такое же, как и для первого варианта, где максимальное допускаемое усилие было равно 31 100 кг.



Проверяя сечение на продольный изгиб в плоскости ската, будем иметь момент инерции относительно вертикальной оси:

$$J_o = 2 [279 + (3,93_2 + 0,5)^2 \times 19,2] = 1314 \text{ см}^4,$$

радиус инерции:

$$i_o = \sqrt{\frac{1314}{2 \times 19,2}} = 5,85 \text{ см};$$

свободная длина при продольном изгибе в плоскости ската равна  $2l_1 = 4,40$  м; таким образом гибкость равна:

$$\lambda_o = \frac{440}{5,85} = 75,$$

и соответствующее  $\varphi = 0,712$ , что дает максимальное допускаемое усилие в этом случае:  $\square$

$$P_3 = -0,712 \times 2 \times 19,13 \times 1400 = -38\ 200 \text{ кг.}$$

Таким образом сечение пояса по второму варианту имеет слишком большой запас прочности при продольном изгибе в плоскости ската и прочность, равную прочности сечения из равнобоких уголков, при изгибе в вертикальной плоскости. Применение при этих условиях неравнобоких уголков явно невыгодно, в виду их более высокой стоимости.

Резюмируя, приходим к выводу, что применение неравнобоких уголков для верхнего пояса стропильных ферм при ОСТ'овском сортаменте не оправдывается экономическими соображениями, и, следовательно, надо отдать предпочтение сечению из двух равнобоких уголков с расположением по рис. 179, а. Разумеется, выводы эти справедливы лишь постольку, поскольку стоимость неравнобокого железа выше равнобокого.

В тех случаях, когда усилия в поясе настолько велики, что подобрать сечение из уголков не представляется возможным, переходят к сечению из двух швеллеров по рис. 179, г или из двух уголков и вертикального листа по рис. 179, д. Подбор таких сечений ничем не отличается от подбора сечений, состоящих из двух уголков.

Величина вертикального зазора между уголками элементов ферм зависит от усилий в стержнях. Чем больше эти усилия, тем больше должна быть толщина косынок, служащих узловыми соединениями, а следовательно, должен быть увеличен зазор, оставляемый для этих косынок. Для клепаных стропильных ферм можно руководствоваться следующей толщиной косынок в зависимости от пролета:

	Толщина косынок (мм)
при пролете до 15 м . . . . .	8
» пролете от 16 до 22 м . . . . .	10
» пролете от 23 до 32 м . . . . .	12
$\square$ » пролете от 33 м и выше . . . . .	14



## б) Нижний пояс

Нижний пояс стропильных ферм в большинстве случаев растянут, и вследствие этого форма его сечения, с точки зрения прочности, роли не играет — необходимо только придать ему надлежащую площадь поперечного сечения. Несмотря на это, из конструктивных соображений удобства узловых соединений, а также во избежание провисания пояса под влиянием собственного веса, нижний растянутый пояс ферм проектируется также из так называемых жестких профилей (углового железа, швеллеров и т. п.). Пользование для этих сечений гибкими стержнями из круглого или полосового железа, применявшимися иногда в старых конструкциях, не может быть рекомендовано.

Самым распространенным является сечение нижнего пояса по рис. 182, а из двух равнобоких уголков.

В случае больших усилий может быть применено сечение по рис. 182, б или по рис. 182, с; это последнее сечение ничем не отличается от аналогичного сечения из швеллеров, применяемых для верхнего пояса.



Рис. 182.

В виду того, что нижний пояс работает обычно только на растяжение, подбор его сечения производится определением необходимой площади нетто по формуле (69).

Прибавив к полученной таким образом площади нетто 10—15% на ослабление заклепками, выбирают по таблицам сортамента подходящий профиль, после чего проверяют действительное напряжение в сечении, точно учтя ослабление заклепками. Полученное напряжение не должно превосходить допустимого.

Кроме того, все сечения как сжатых, так и растянутых стержней, как уже указывалось выше, должны быть проверены на гибкость, которая не должна превышать пределов, приведенных на стр. 213.

### в) Ослабление заклепками

Ослабление заклепками учитывается по количеству заклепок, приходящихся в одном поперечном сечении профиля.

Например, в угловом железе с однорядным расположением заклепок, т. е. до размера  $100 \times 100$  (рис. 183, а), в одном поперечном сечении находится одно отверстие, так как отверстия в обоих полках уголков располагаются в шахматном порядке, т. е. не приходятся одно против другого. Разумеется, в этом случае при конструировании надлежит следить, чтобы отверстия в обоих полках не располагались в одном поперечном сечении.

Для уголков размерами  $120 \times 120$  и больше, имеющих двухрядное расположение заклепок, по рис. 183, б, необходимо принимать



ослабление двумя отверстиями, так как в одном поперечном сечении расположены две заклепки.

Для неравнобоких уголков ослабление одной или двумя заклепками, смотря по тому как расположены отверстия в полках уголка. При расположении заклепок по рис. 183, *b* и *c* — ослабление двумя отверстиями; при расстановке по рис. 183, *d* — одним. Последнее расположение принимается в случае большого шага заклепок в широкой полке (больше 200 мм, считая по каждой риске.)

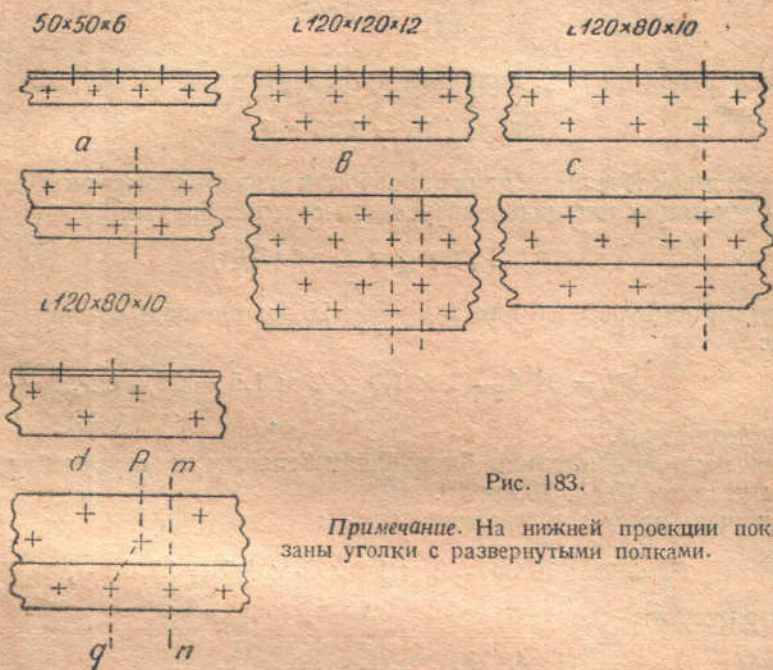


Рис. 183.

Примечание. На нижней проекции показаны уголки с развернутыми полками.

Следует иметь в виду, что при растяжении стержня разрушение может произойти не только по сечению, перпендикулярному к продольной оси, в котором расположено одно отверстие (сечение  $m-n$  на рис. 183, *d*), но и по ломаному сечению (например,  $pq$ ), в котором имеются два отверстия. При малом шаге заклепок и большой ширине полок уголков может оказаться, что площадь нетто по ломаному сечению (ослабленному двумя заклепками) меньше, чем площадь по перпендикулярному сечению, ослабленному одной заклепкой.

Исследование этого вопроса приводит к выводу, что для всех случаев размещения заклепок, кроме однорядного расположения по рис. 183, *a*, при употребительной величине шага заклепок, можно принимать ослабление, исходя из количества заклепок, расположенных в нормальном сечении. Для уголков с одним рядом заклепок и расположением их в обеих полках по рис. 183, *a*, более опасен разрыв по ломаному сечению. Ослабление в этом случае может быть, с доста-