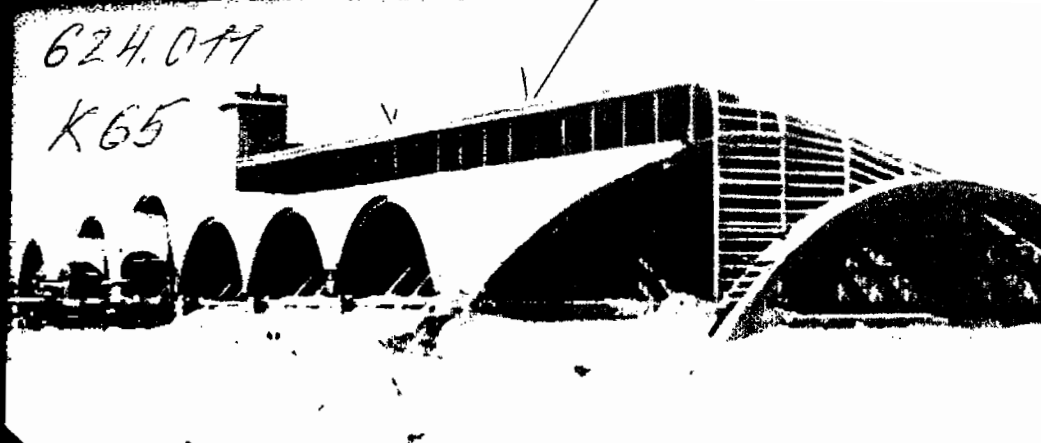




КОНСТРУКЦИИ ИЗ ДЕРЕВА И ПЛАСТМАСС

Э.В. Филимонов

Л.К. Ермоленко

М.М. Гаппоев

И.М. Гуськов

В.И. Линьков

Э.Т. Серова

Б.А. Степанов



**М.М. Гаппоев, И.М. Гуськов, Л.К. Ермоленко,
В.И. Линьков, Е.Т. Серова, Б.А. Степанов,
Э.В. Филимонов**

КОНСТРУКЦИИ ИЗ ДЕРЕВА И ПЛАСТМАСС

Допущено Министерством образования Российской Федерации в качестве учебника для студентов высших учебных заведений, обучающихся по специальностям «Промышленное и гражданское строительство», «Проектирование зданий» направления подготовки дипломированных специалистов «Строительство»

Самарский государственный
архитектурно-строительный
университет
БИБЛИОТЕКА
Учебный фонд б/инв.



Издательство Ассоциации строительных вузов
Москва 2004

ОГЛАВЛЕНИЕ

Предисловие	3
Введение	3
1.Краткий исторический обзор развития конструкций из дерева и пластмасс	3
Раздел 1. Конструктивные свойства древесины и пластмасс	16
Глава 1.1. Древесина - конструкционный строительный материал	16
1.1.1. Сырьевая база использования древесины в строительстве	16
1.1.2. Строение и физико –механические свойства древесины.	17
1.1.3. Основные свойства древесины.	21
1.1.4. Композиционные древесные материалы	33
Глава 1.2.Конструкционные пластмассы, применяемые в строительстве	39
1.2.1. Общие сведения о пластмассах.	39
1.2.2. Основные виды конструкционных пластмасс и области их применения.	43
1.2.3. Физико- механические свойства пластмасс.....	47
Раздел 2. Расчёт элементов конструкций	52
Глава 2.1. Основы расчёта элементов конструкций по предельным состояниям	52
Глава 2.2. Центральное растяжение	55
Глава 2.3. Центральное сжатие.	56
Глава 2.4. Скалывание и смятие древесины	61
Глава 2.5. Поперечный и косой изгиб	62
Глава 2.6. Сжато- изгибаемые элементы	70
Глава 2.7. Растянuto- изгибаемые элементы	74
Глава 2.8. Основные закономерности длительной прочности древесины и пластмасс.	75
Раздел 3. Соединения элементов конструкций из дерева и пластмасс	79
Глава 3.1. Общие сведения	79
3.1.1. Основные виды соединений.....	79
3.1.2. Требования, предъявляемые к соединениям.	80
3.1.3. Основные положения расчёта соединений.	82
Глава 3.2. Соединения деревянных элементов без рабочих связей	85
3.2.1.Контактные соединения деревянных элементов в узлах каркаса.....	85
3.2.2. Лобовая врубка.....	88
Глава 3.3. Соединения на механических связях.	92
3.3.1. Понятие о соединениях на шпонках и шайбах шпоночного типа.....	92
3.3.2. Соединения на нагелях.....	97

3.3.3. Определение расчётной способности одного «среза» нагеля.	101
3.3.4. Особенности работы гвоздей.	109
3.3.5. Нагельные соединения со вставками в узлах.	110
3.5.6. Соединения на металлических зубчатых пластинах (МЗП).	114
3.5.7. Соединения на растянутых связях.	117
Глава 3.4. Соединения на клеях	127
3.4.1. Требования, предъявляемые к клеям для несущих конструкций.	127
3.4.2. Виды клеев.	128
3.4.3. Виды соединений на клею.	129
Глава 3.5. Соединения пластмасс	130
3.5.1. Виды клеевых соединений пластмассовых элементов.	130
3.5.2. Сварные соединения пластмасс.	132
3.5.3. Комбинированные – клеесварные, клеезаклёпочные и клеевинтовые соединения.	138
Раздел 4. ЭЛЕМЕНТЫ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ СОСТАВНОГО СЕЧЕНИЯ НА ПОДАТЛИВЫХ СВЯЗЯХ	142
Глава 4.1. Основы учёта податливости связей	142
Глава 4.2. Расчёт на поперечный изгиб	142
Глава 4.3. Расчёт центрально – сжатых элементов	146
Глава 4.4. Расчёт сжато – изгибаемых элементов	150
Раздел 5. ПЛОСКИЕ СПЛОШНЫЕ КОНСТРУКЦИИ С ПРИМЕНЕНИЕМ ДРЕВЕСИНЫ И ПЛАСТМАСС	152
Глава 5.1. Основные формы плоских сплошных деревянных конструкций	152
5.1.1. Основные схемы плоских сплошных деревянных конструкций	152
5.1.2. Настилы и обрешётка	156
5.1.3. Прогоны и стропила.	158
Глава 5.2. Панели и плиты покрытия с применением древесины, фанеры и пластмасс.	163
5.2.1. Трёхслойные панели с применением пластмасс.	163
5.2.2. Клеефанерные плиты покрытия.	174
Глава 5.3. Балки	179
5.3.1. Балки составного сечения.	179
5.3.2. Клеёные балки.	186
5.3.3. Армированные балки.	190
5.3.4. Клеефанерные балки.	193
Глава 5.4. Клееные колонны	201
Глава 5.5. Распорные деревянные конструкции	205
5.5.1. Клеёные арки	205
5.5.2. Рамы	209
5.5.3. Распорные системы треугольного очертания.	223

Раздел 6. ПЛОСКОСТНЫЕ СКВОЗНЫЕ КОНСТРУКЦИИ	230
Глава 6.1. Основные формы и конструктивные особенности	230
6.1.1. Основные схемы плоскостных сквозных конструкций	230
6.1.2. Выбор материалов для сквозных конструкций	231
6.1.3. Деформации сквозных конструкций	234
Глава 6.2. Треугольные фермы	235
6.2.1. Фермы на лобовых врубках.	235
6.2.2. Треугольные фермы системы ЦНИИСК.	239
Глава 6.3. Многоугольные брусчатые фермы	242
Глава 6.4. Сегментные фермы	246
Глава 6.5. Дошчатые фермы и рамы с соединениями на металлических зубчатых пластинах	252
Глава 6.6. Шпренгельные системы	254
Глава 6.7. Решетчатые распорные системы и стойки	257
Раздел 7. ОБЕСПЕЧЕНИЕ УСТОЙЧИВОСТИ И ПРОСТРАНСТВЕННОЙ НЕИЗМЕНЯЕМОСТИ ПЛОСКОСТНЫХ КОНСТРУКЦИЙ	263
Глава 7.1. Общие положения	263
Глава 7.2. Принципы проектирования конструктивного остова деревянного здания	263
Глава 7.3. Пространственные связи в покрытиях	267
Глава 7.4. Обеспечение пространственной устойчивости плоскостных деревянных конструкций	271
Раздел 8. ПРОСТРАНСТВЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ ПОКРЫТИЯ	275
Глава 8.1. Общие сведения, основные формы, конструктивные особенности	275
Глава 8.2. Складки, структурные конструкции	276
Глава 8.3. Распорные своды	282
Глава 8.4. Купола	304
8.4.1. Типы куполов и их характеристика.	304
8.4.2. Тонкостенные купола – оболочки.	305
8.4.3. Ребристые купола.	312
8.4.4. Ребристо – кольцевые купола.	315
8.4.5. Сетчатые купола.	318
8.4.6. Крестово – сетчатые купола из сомкнутых сводов.	321
Глава 8.5. Цилиндрические, эллиптические и гиперболические оболочки	326
8.5.1. Своды – оболочки, крестовые своды, оболочки двоякой положительной кривизны.	326
8.5.2. Гиперболические оболочки.	331
Глава 8.6. Пневматические строительные конструкции покрытий	335
8.6.1. Общие положения.	335
8.6.2. Материалы для пневматических конструкций	339
8.6.3. Принципы расчета пневматических конструкций	341

Глава 8.7. Понятие о висячих и тентовых покрытиях	346
Раздел 9. МАЛОЭТАЖНОЕ ДЕРЕВЯННОЕ ДОМОСТРОЕНИЕ	348
Глава. 9.1. Материалы и изделия для строительства деревянных малоэтажных зданий.	348
Глава. 9.2. Малоэтажные здания заводского изготовления с бревенчатыми и брусчатыми стенами	354
Глава. 9.3. Каркасно – обшивные и рамно – каркасные здания.	357
Глава. 9.4. Панельные малоэтажные деревянные здания	361
Глава. 9.5. Объемно- блочные малоэтажные деревянные здания ..	368
Глава 9.6. Здания с конструкциями из арболита	369
Раздел 10. ОСНОВЫ ТЕХНОЛОГИИ ИЗГОТОВЛЕНИЯ И ЗАЩИТНОЙ ОБРАБОТКИ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ...	375
10.1. Материалы для изготовления деревянных конструкций.....	375
10.2. Изготовление конструкций из клеёной древесины.....	378
10.3. Технология изготовления конструкций из цельной древесины.....	390
10.4. Защитная обработка деревянных конструкций.	392
Раздел 11. ОСНОВЫ ЭКСПЛУАТАЦИИ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ	394
Глава 11.1. Общие сведения.....	394
11.1.1. Классификация зданий по капитальности. Эксплуатация деревянных зданий, сооружений и конструкций.	394
11.1.2. Виды дефектного состояния деревянных конструкций, возникающие при эксплуатации зданий и сооружений	395
Глава 11.2. Техническое обслуживание деревянных конструкций зданий и сооружений	396
11.2.1. Надзор за условиями эксплуатации деревянных конструкций ..	396
11.2.2. Диагностирование дефектов деревянных конструкций	396
11.2.3. Биовредители древесины, методы борьбы с увлажнением и биовредителями древесины в условиях эксплуатации деревянных конструкций.....	399
Глава 11.3. Ремонт деревянных конструкций.....	414
11.3.1. Основные принципы усиления деревянных конструкций и классификация методов усиления.	414
11.3.2. Методы усиления деревянных конструкций без изменения прежней схемы их работы.	415
11.3.3. Методы усиления деревянных конструкций с изменением прежней схемы их работы.	419
Раздел 12. ТЕХНИКО – ЭКОНОМИЧЕСКАЯ ЭФФЕКТИВНОСТЬ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ ДЕРЕВА И ПЛАСТМАСС. ВОПРОСЫ ЭКОЛОГИИ И РАЦИОНАЛЬНОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ ДРЕВЕСИНЫ.....	420
Приложение 1.1. Расчётные сопротивления фанеры R , МПа	422
Приложение 1.2. Упругие характеристики фанеры.....	423

Приложение 1.3 Расчётные и упругие характеристики древесно – слоистых материалов.....	424
Приложение 1.4. Размеры древесно-волоконистых плит сухого способа производства, мм.....	425
Приложение 1.5. Размеры древесно – волоконистых плит мокрого способа прессования, мм.....	425
Приложение 1.6. Размеры древесно – волокнистой плиты-основы с лакокрасочным покрытием, мм.....	426
Приложение 1.7. Размеры древесно- стружечных плит, мм.....	426
Приложение 1.8. Классификация арболита по прочности на сжатие.....	426
Приложение 1.9. Расчётные и упругие характеристики пластмасс, изготовленных с использованием неорганических наполнителей или без наполнителя.....	427
Приложение II. Расчетные характеристики материалов.....	429
Приложение III. Определение предельных прогибов изгибаемых элементов исходя из физиологических требований...	433

Рецензенты

Лаборатория деревянных конструкций ГУП ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко,
кандидат технических наук *С.Б. Турковский*

Владимирский государственный университет, профессор
В.Ю. Щуко

**М.М. Гаппов, И.М. Гуськов, Л.К. Ермоленко, В.И. Линьков, Е.Т. Серова,
Б.А. Степанов, Э.В. Филимонов**

Конструкции из дерева и пластмасс. Учебник. -М.: Издательство АСВ,
2004, - 440 с.

ISBN 5-93093-302-2

Рассмотрены вопросы тенденции развития конструкций из древесины и пластмасс. Приведены физико-механические свойства строительных древесных материалов и конструкционных пластмасс. Указаны применяемые меры по защите конструкций от возгорания и биологического поражения. Изложены основы расчета и конструирования конструкций, элементов и соединений из древесины и пластмасс. Описаны конструктивные особенности применяемых форм строительных конструкций, элементов и соединений из древесины и пластмасс. Уделено внимание малоэтажному деревянному домостроению, основам технологии изготовления конструкций, особенностям эксплуатации. Затронуты аспекты экономической эффективности конструкций из дерева и пластмасс, экологии, рационального использования древесины.

Для студентов и аспирантов строительных вузов, обучающихся по специальности "Промышленное и гражданское строительство".

ISBN 5-93093-302-2

© Издательство АСВ, 2004 г

© Коллектив авторов, 2004 г

Предисловие

Учебник написан по программе, разработанной на основе многолетнего опыта преподавания дисциплины на кафедре «Конструкции из дерева и пластмасс» Московского государственного строительного университета, в котором учтены предложения кафедр других вузов России и СНГ.

Шестое издание учебника переработано в соответствии с техническими достижениями и результатами научных исследований в области строительства последних лет.

Отдельные главы учебника написаны: введение - проф., докт. техн. наук Гаппоевым М.М., раздел 1 - доцентом, канд. техн. наук Гуськовым И. М., разделы 2, 3 - проф., докт. техн. наук Гаппоевым М.М., Линьковым В.И., разделы 4, 5 - доцентом, канд. техн. наук Серовой Е.Т., доцентом Ермоленко Л. К., раздел 6 - проф., докт. техн. наук Гаппоевым М.М., доцентом, канд. техн. наук Гуськовым И. М., раздел 7 - проф., докт. техн. наук Линьковым В.И., раздел 8 - проф., канд. техн. наук Филимоновым Э. В., раздел 9 - доцентом, канд. техн. наук Гуськовым И.М., раздел 10 - доцентом, канд. техн. наук Степановым Б.А., разделы 11, 12 - доцентом, канд. техн. наук Гуськовым И. М., раздел 12 - доцентом, канд. техн. наук Степановым Б.А.

Введение

§1 Краткий исторический обзор развития конструкций из дерева и пластмасс.

Деревянные конструкции. Древесина является самым древним и в то же время самым современным и перспективным строительным материалом, единственным материалом, который постоянно воссоздается в природе. Правильная организация воспроизводства лесов позволит постоянно получать древесные материалы в количестве, более чем достаточном для покрытия нужд человечества. Для рационального использования древесины необходимо дальнейшее совершенствование методов переработки древесины с безотходным использованием природного дерева от корней до веток.

Важными преимуществами деревянных конструкций являются минимальные затраты энергии при их изготовлении, экологически чистая утилизация отходов переработки древесины и дерева, оставшихся после полной эксплуатации конструкций и сооружений без обременения окружающей среды.

Изучение истории деревянных конструкций по сравнению с множествами исследований, посвященных раннему периоду развития металлических и каменных конструкций, проводилась весьма ограниченно. Причину этого, возможно, следует искать в том, что инженерных деревянных конструкций ранней постройки сохранилось не так много. Пожары привели к ис-

чезновению великолепных деревянных мостов Грубенмана в Германии, модели моста Кулибина в Санкт-Петербурге, больших деревянных куполов и сводов в России и других странах. Уже после нескольких десятилетий их возведения многие деревянные мосты в конце Второй мировой войны были заменены на металлические. Из уникальных деревянных сооружений постройки начала XIX века и более раннего периода сохранилось лишь ограниченное количество.

Известно, что самым древним деревянным сооружением, сохранившимся до наших дней, является японский храм, построенный более трех тысяч лет тому назад из местного красного дерева. Широкое применение нашли деревянные конструкции при строительстве домов, покрытий храмов и мостов в Древнем Риме. Интересно, что при постройке каменных сооружений для их усиления зачастую использовались деревянные элементы. Так, при строительстве сторожевых каменных башен на юге Италии для стяжки противоположных стен использовались деревянные бруссы.

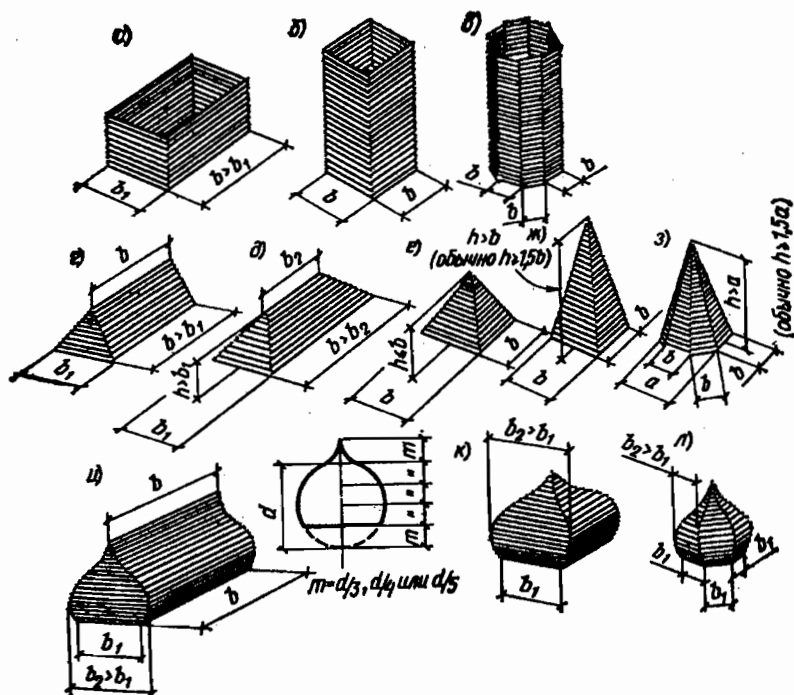


Рис. 1. Основные формы бревенчатых несущих конструкций из горизонтально расположенных бревен в виде сруба: а - прямоугольный сруб (четверик); б - квадратный сруб; в - многоугольный сруб (восмерик); г - двускатный сруб; д - четырехскатный сруб; е - низкий ($h \leq b$) колпак; ж - высокий ($h \geq 1,5b$); з - многогранный шатер; и - килевидный сруб (бочка); к - кубоватое четырехгранное покрытие (куб); л - кубоватое многогранное покрытие

Деревянные конструкции, применяемые в России, изначально появились в виде бревенчатых конструкций, основной конструктивной формой которых стал сруб из горизонтально расположенных брёвен, соединенных по углам сложными узлами с применением шипов, врубок и других элементов, выполняемых высококвалифицированными мастерами. На рис.1 показаны основные формы бревенчатых сооружений. С применением этих форм русское деревянное зодчество достигло в 1800-х и 1900-х годах верха совершенства при создании домов, хозяйственных построек, церквей, часовен. На рис.2. представлен дом в деревне Варварской Архангельской области, выполненный в виде сруба, являющийся типичным для крестьянских домов этой местности. Более состоятельные домовладельцы строили дома, которые, оставаясь срубами, отличались своими размерами и наличием элементов роскоши в их отделке (Рис. 3). Архитектурно-планировочная структура этого дома наглядно показывает патриархальный уклад жизни старой деревни. Под крышей такого дома вместе жили деды, отцы, сыновья и внуки одной общей семьей и общим хозяйством, в котором насчитывалось до трех десятков голов скота. Многие элементы украшения этого дома перешли сюда из каменной архитектуры и являются выражением традиций русского народного зодчества. Наряду с жилыми домами, в виде сруба выполнялись хозяйственные постройки и мосты (Рис. 4,5).

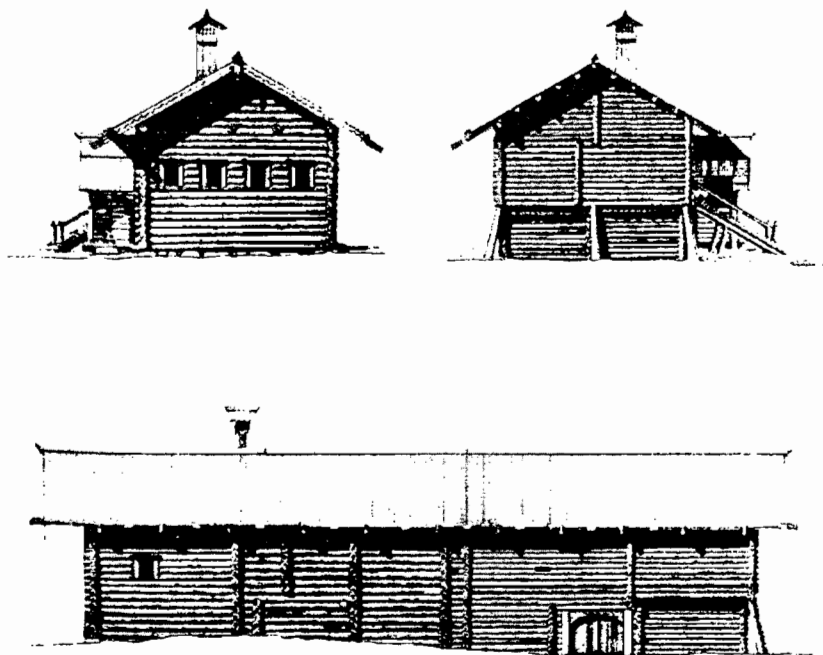


Рис. 2. Дом в деревне Варварской (Архангельская область)

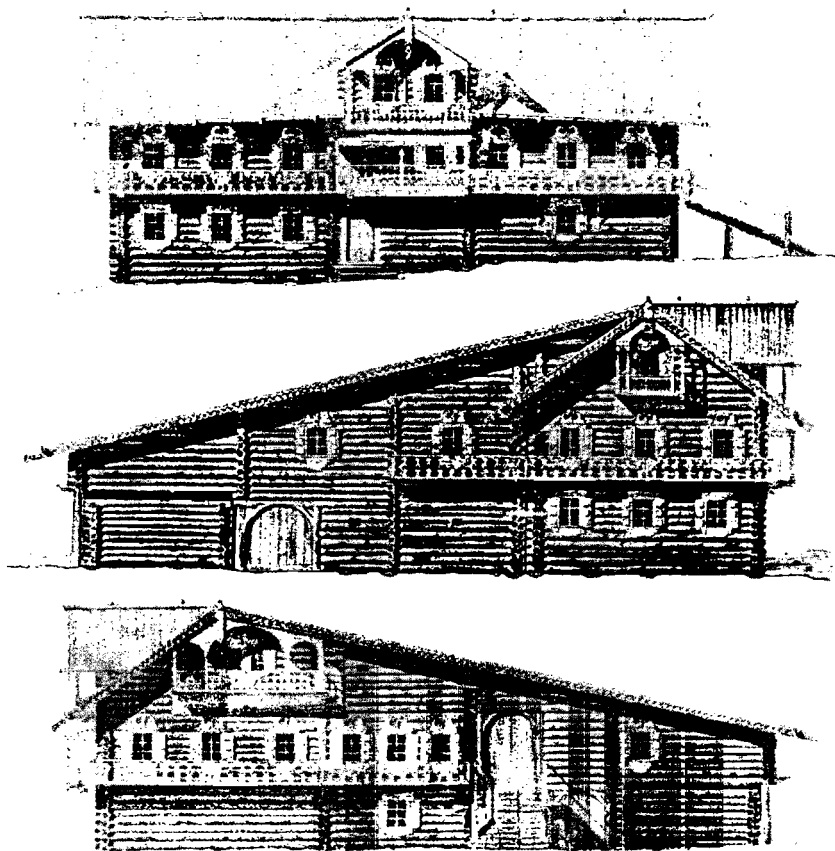


Рис. 3. Двор - комплекс (Архангельская область)

Наиболее широко памятники деревянных построек в России представлены церковными сооружениями. Среди них следует выделить великолепный ансамбль в Кижях на Онежском озере, который считается вершиной развития русского деревянного зодчества (Рис. 6). Наиболее сложной в этом ансамбле является конструкция 22-главого Преображенского храма высотой 35 м, построенного в 1714 г. (Рис. 7). За время своего существования деревянные конструкции в Кижях претерпели реставрации, которые, к сожалению, не всегда выполнялись квалифицированно.

Развитие деревянного домостроения в Европе в этот период времени получило несколько другой оттенок, характеризующийся наличием деревянного каркаса со сложными узловыми сопряжениями и заполнением каркаса деревянной обшивкой, глиняной обмазкой по жердям и т. д. (Рис. 8).

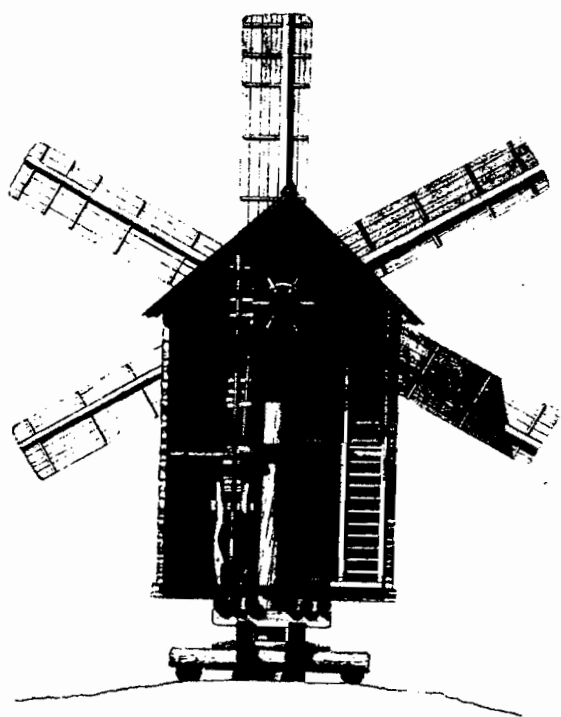


Рис. 4. Промысловые постройки

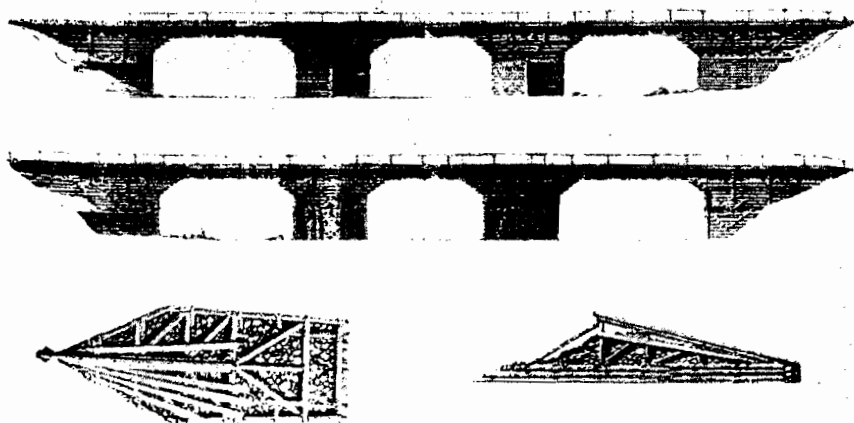


Рис. 5. Бревенчатые мосты

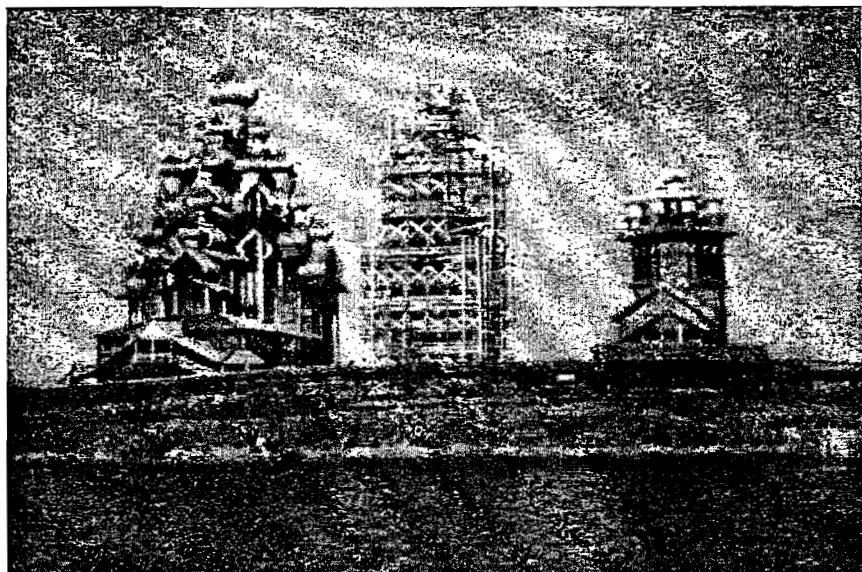


Рис. 6. Архитектурный ансамбль в Кижах на Онежском Озере в период реставрации

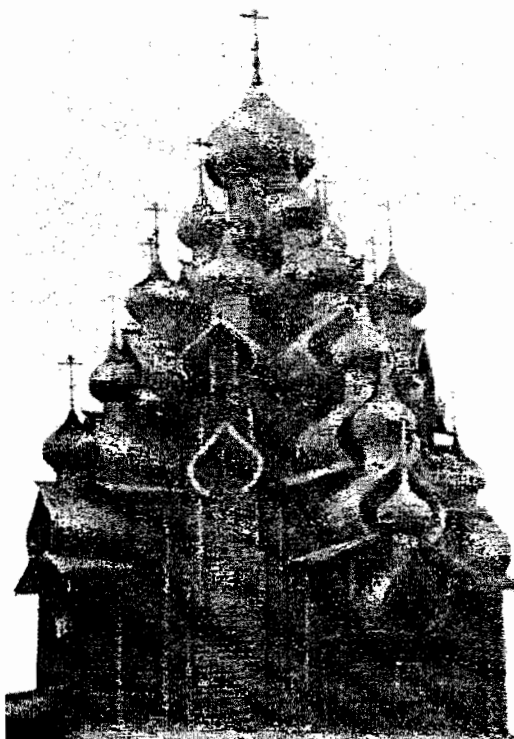


Рис. 7.
Преображенский
храм в Кижах

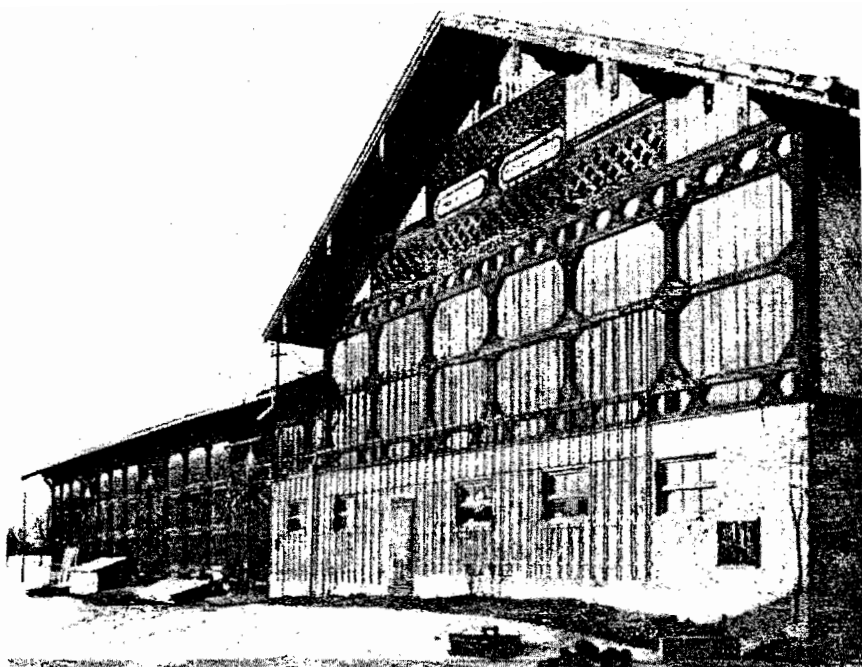


Рис. 8. Церковно-хозяйственная постройка 1843 г. в Германии

Дальнейшее развитие деревянных конструкций связано с совершенствованием механической обработки дерева. Возможность продольной распиловки дерева привела к появлению брусчатых и дощатых конструкций.

В 18 веке появляются облегченные решетчатые конструкции с применением брусев и досок. Одной из старейших в Европе конструкций крыш является, построенный архитектором Иваном Коробовым в 1736-1738 гг. и сохранный архитектором Андреяном Дмитриевичем Захаровым при перестройке башни в период 1806-1823 гг. шпиль Адмиралтейства высотой 72м в С. Петербурге (Рис.9). Следует отметить деревянные фермы покрытия Манежа, построенные в 1817 г. архитектором Бетанкуром, которые имели до пожара в 2004 г. наибольший пролет (около 49 м.) из сохранившихся деревянных конструкций такого рода.

Рассматривая историю развития строительных конструкций вообще и деревянных, в частности, необходимо выделить такие имена выдающихся отечественных инженеров, как Иван Петрович Кулибин (1735-1818 гг.), Дмитрий Иванович Журавский (1821-1891 гг.) и Владимир Григорьевич Шухов (1853-1939 гг.).

И.П. Кулибин в 1776 году спроектировал деревянный мост через Неву в С. Петербурге (Рис.10). Конструкция этого моста представляет собой комбинированную систему, которая состоит из гибкой арки и жесткой решетчатой арочной фермы (Рис.11). Предложенная впервые И.П. Кулибиным комбинированная система является оптимальной для конструкций больших пролетов. Кроме того, такая конструкция дает возможность использовать максимально кон-

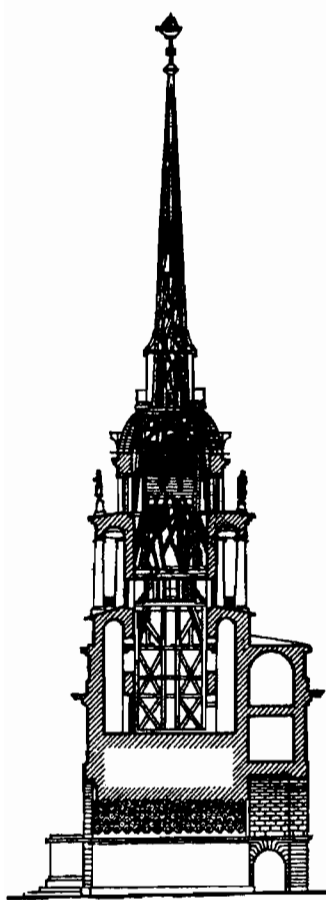


Рис. 9. Конструкция шпиля Адмиралтейства в С. Петербурге

струкционные свойства дерева и применить простое решение узлов. При проектировании моста И.П. Кулибин впервые применил свойство веревочного многоугольника для построения арки по кривой давления задолго до разработки этой теории Ламэ и Клапейроном в 1823 г. К сожалению, мост Кулибина не был построен. Однако для экспериментальной проверки его конструкции была построена модель моста в 1/10 его натуральной величины.

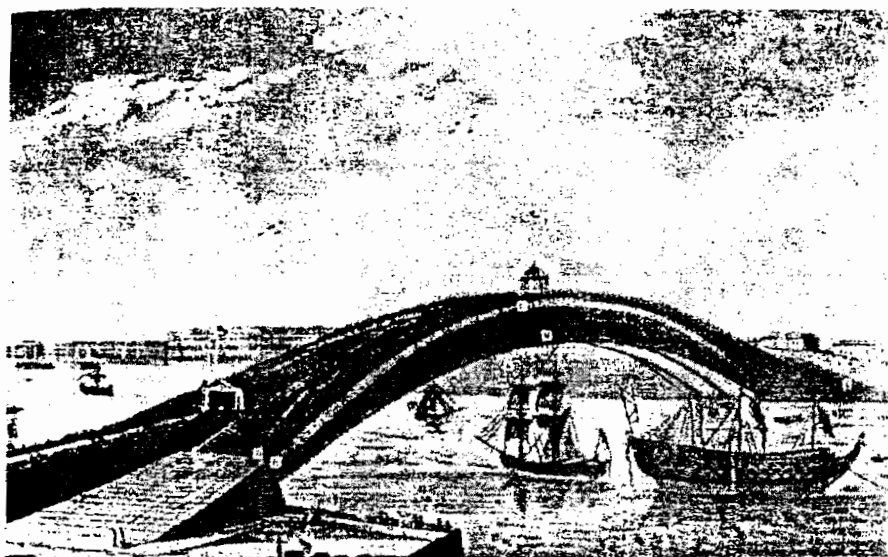


Рис. 10. Общий вид моста И.П. Кулибина пролетом 298 м (по старинной гравюре)

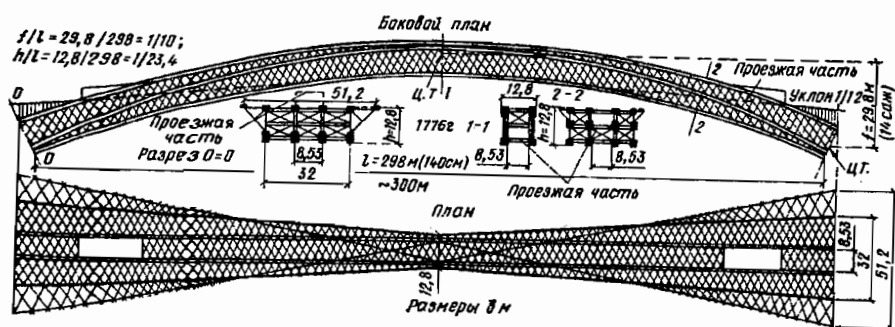
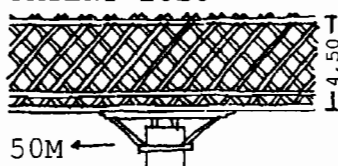


Рис. 11. Схема конструкции моста через Неву, спроектированного И.П. Кулибиным

PATENT 1820

James-Brucke Richmond, Va
1836/38

PATENT 1835

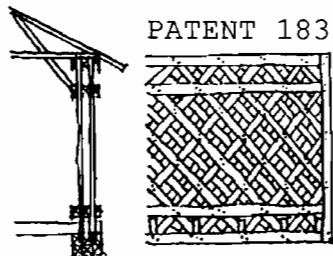


Рис. 12. Кострукция решетчатых мостов, запатентованных инженером И. Тауном

Позже, в 1811-14 годах И.П. Кулибин предложил конструкцию решетчатой фермы из полосового железа. Этим он намного предвосхитил идею американского инженера Итхида Тауна. Инженер И.Таун в 1820 году запатентовал решетчатую конструкцию моста (Рис.12). Предложенные им конструкции состоят из параллельных брусьев, которые при помощи нагелей соединяются с двумя слоями взаимоперекрещивающихся раскосов. Эти соединенные под углом 45° друг к другу раскосы создают единую решетчатую конструкцию. Наибольший пролет этих мостов составлял 60 м.

Инженер путей сообщения Д.И. Журавский принимал непосредственное участие в строительстве Петербурго-Московской железной дороги. Им были спроектированы и построены крупнейшие железнодорожные мосты. Талантливый инженер и крупный ученый Д.И. Журавский по праву может считаться одним из основоположников русской школы инженерных деревянных конструкций. Он впервые изучил физико-механические характеристики древесины ели и сосны и дал научно обоснованные допускаемые напряжения, которые легли в основу расчета деревянных мостов. Столкнувшись с необходимостью увеличения поперечного сечения, он применил составные элементы из брусьев, соединенных шпонками. При этом он вскрыл ранее неизвестное явление сдвига при поперечном изгибе, которое приводило деревянные элементы к разрушению от скалывания. Д.И. Журавский впервые получил формулу для определения касательных напряжений в брусе прямоугольного сечения и дал метод расчета составной деревянной брусьчатой балки на шпонках.

Д.И. Журавский создал метод расчета запатентованной в 1940 г. в Америке и широко применяемой фермы Гау. По существу им был впервые создан метод расчета ферм, в основе которого использована идея вырезания узлов и составления условий равновесия. Этот метод был использован на шесть лет раньше опубликования статьи Кульмана о расчете ферм в 1851 г. Наконец, Д.И. Журавскому принадлежит приоритет применения метода деформаций при решении статически неопределимых задач.

В.Г. Шухов был одним из замечательных конструкторов конца 19-го - начала 20-го столетий и входит в плеяду выдающихся инженеров не толь-

ко России, но и всего прогрессивного человечества. В.Г. Шухов был мастером, овладевшим искусством конструирования с минимальными затратами на материалы, изготовление и монтаж. Его висячие покрытия, арочные конструкции, сетчатые оболочки и башни в форме гиперboloида были решениями нового типа, которые благодаря своей непостижимой и сегодня легкости, удивительной простоте и элегантности конструкции, а также необычным и смелым формам произвели в то время сенсацию.

Практически все строительные конструкции В.Г. Шухова, осуществленные в металле, и идеи, заложенные в них, могут быть реализованы в дереве. Это можно продемонстрировать на примере строительства деревянных башен -градирен системы Шухова, которые нашли широкое применение при строительстве тепловых электростанций . В своей основе эти башни имели конструкцию сетчатой гиперболической башни, которая многократно реализовывалась В.Г. Шуховым в металле для различных сооружений - от водонапорных башен до Шаболовской радиобашни в Москве .

Среди деревянных конструкций В.Г. Шухова следует выделить тонкостенные дощатые своды. Они представляли собой многослойную конструкцию из тонких, уложенных плашмя и изогнутых по дуге досок. Доски каждого слоя располагались под углом к доскам предыдущего слоя. Распор свода воспринимался металлическими затяжками. Особенностью этих сводов было также наличие наклонных гибких тяг (Рис.13). С аналогичными тягами предложил В.Г. Шухов и плоские арочные конструкции. Основные положения конструирования и расчета арочных конструкций В.Г. Шухов дал в своей монографии "Стропила". В своей основе арочные конструкции или арочные фермы В.Г. Шухова имели жесткий верхний пояс - арку из древесины или металла, которая раскреплялась системой гибких металлических затяжек. Для увеличения изгибной жесткости верхний пояс часто выполняли в виде сквозной арки. Предложенные В.Г. Шуховым арочные и сводчатые конструкции с системой гибких затяжек являются первыми арочными конструкциями с односторонними выключающимися связями. Они предшествовали появлению целого ряда сводчатых и арочных легких покрытий.

В начале 19 столетия с активным развитием промышленности с новой технологией, требующей свободной планировки оборудования, возникла необходимость в большепролетных деревянных конструкциях построечного изготовления. В этот период в нашей стране широко внедрены так называемые дощато-гвоздевые конструкции. Эти конструкции в период относительной нехватки механизмов и квалифицированных рабочих позволяли решать задачи по строительству зданий и сооружений, отвечающих требованиям технологии .

С появлением новых методов обработки дерева и древесных материалов, а также средств соединения деревянных элементов менялись и виды деревянных конструкций. В 1932 -1936 гг. инженером В.С. Деревягиным

предложены брусчатые конструкции на пластинчатых нагелях в виде балок пролетом 6 м. и ферм пролетом до 24 м .

Период индустриализации строительства сопровождался процессом перехода к индустриальным деревянным конструкциям. Техничко-экономической предпосылкой индустриализации являлись типизация и стандартизация деревянных конструкций. Наиболее эффективно применение индустриальных ограждающих конструкций из дерева и пластмасс. К этим конструкциям относятся клефанерные панели и трехслойные панели с применением пенопластов. Кроме того, учитывая конструкционные свойства древе-

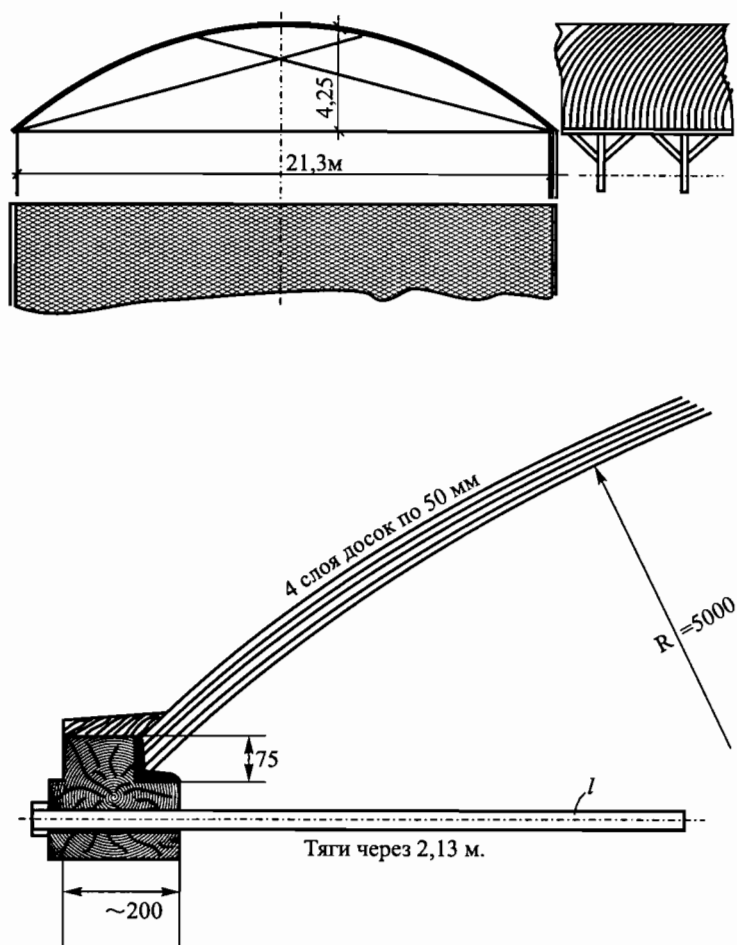


Рис. 13. Тонкостенные дощатые своды системы В.Г. Шухова

сины, широкое применение нашли несущие конструкции покрытия в виде клееных (в том числе и клефанерных) балок и арок покрытия и рам .

Дальнейшее развитие деревянных конструкций привело к большепролетным пространственным конструкциям. При этом прототипами многих из них были пространственные конструкции в виде сводов, куполов и оболочек построечного изготовления 30-х, 40-х годов 19 столетия.

Пластмассовые конструкции имеют более короткую историю, чем деревянные. Однако, за последние 30 лет объем их применения вырос в несколько раз главным образом за счет легких ограждающих и несущих конструкций. В строительстве нашли применение трехслойные панели, так называемые панели "сэндвич", наружные слои которых выполняются из негорючих листовых материалов, а внутренний слой из пенопласта. Из несущих пластмассовых конструкций в первую очередь следует назвать стеклопластиковые пространственные складчатые, волнистые, структурные конструкции, выполняемые из элементов трубчатого и открытого профиля. Особенно эффективны пластмассовые конструкции в зданиях и сооружениях химической промышленности, в сооружениях со специальными требованиями ("радиопрозрачность", немагнитность, большое сопротивление электрическому току и т. д.). Особо следует выделить пространственные пластмассовые конструкции в виде оболочек, висячих, пневматических и тентовых конструкций.

Раздел 1. КОНСТРУКТИВНЫЕ СВОЙСТВА ДРЕВЕСИНЫ И ПЛАСТМАСС

Глава 1.1. Древесина - конструкционный строительный материал

1.1.1. Сырьевая база использования древесины в строительстве

Россия обладает 40 % мировых запасов леса (80 млрд.м³). Основные ресурсы страны сосредоточены в Сибири и на Дальнем Востоке. Преобладающими породами являются хвойные: лиственница 37 %, сосна 19 %, ель и пихта 20 %, кедр 8 %. Важнейшей из лиственных пород является береза, запасы древесины которой составляют 14 %.

Количество заготавливаемой древесины обеспечивает потребности страны в строительстве и в других областях промышленности. Однако лесное хозяйство страны требует коренной перестройки, главным образом вследствие перерубов без последующего восстановления лесов.

Наиболее высокими качествами отличается древесина сосны, обладающая прямослойностью и надлежащими прочностными свойствами при ограниченном содержании таких пороков, как сучки. Еловая древесина близка по качеству сосновой. Древесина лиственницы по прочности и по сопротивлению к загниванию превосходит древесину сосны. Однако, вследствие высокой плотности сплав древесины лиственницы при ее заготовке вызывает затруднения. Кроме того, древесина лиственницы при сушке легко растрескивается.

Повышенная сопротивляемость древесины хвойных пород к загниванию и увлажнению объясняется наличием в ней смолы.

Хвойная древесина, как обладающая многими положительными свойствами, используется преимущественно в строительстве стационарных деревянных зданий и сооружений.

Древесина лиственных пород, имеющая по сравнению с хвойной пониженную прочность и стойкость к загниванию, используется в строительстве временных зданий и сооружений.

Древесина твердых лиственных пород (дуб, береза) используется для изготовления соединительных деталей строительных конструкций, например, для изготовления пластинчатых нагелей, а также в качестве подушек, прокладок и других ответственных деталей конструкций, расположенных в местах, где имеют место большие напряжения сжатия и смятия в направлении поперек или под углом к волокнам древесины.

Березовая древесина служит основным сырьем для фанерной промышленности страны.

1.1.2. Строение и физико-механические свойства древесины

Деревянные строительные конструкции в основном изготавливаются из древесины хвойных пород (сосна, ель, лиственница), поэтому ограничимся рассмотрением анатомического строения древесины хвойных пород, которая отличается от древесины лиственных пород простотой и однообразием структуры.

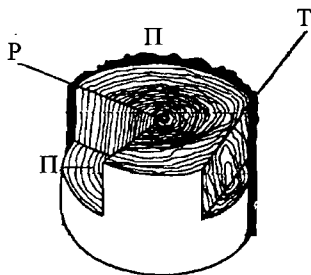


Рис. 1.1. Главные разрезы ствола
П - поперечный; Р - радиальный;
Т - тангенциальный

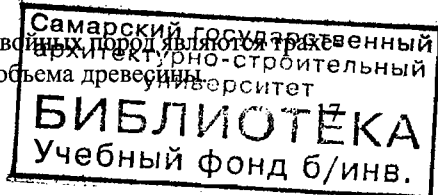
На поперечном сечении ствола дерева различают следующие части (рис. 1.1.): под корой расположен тонкий слой камбия, отлагающего древесину и работающего с различной интенсивностью, так как деятельность его зависит и от внешних условий. В растущем дереве камбий обуславливает прирост древесины и коры. В центре сечения ствола расположена сердцевина, имеющая форму небольшого круглого пятнышка диаметром 2 - 5 мм.

Вся основная древесина, расположенная между тоненьким слоем камбия и сердцевиной, состоит из двух частей, немного отличающихся одни от других цветовыми оттенками - внутренняя зона, более темная, называется ядром, а более светлая - заболонью

На поперечном сечении ствола можно увидеть концентрические слои, окружающие сердцевину. Каждое такое кольцо представляет собой ежегодный прирост древесины и называется годичным слоем. Ширина годичных слоев колеблется в зависимости от возраста, породы, условий произрастания и положения в стволе.

Древесина состоит из клеток двух видов - прозенхимных и паренхимных. Паренхимные клетки имеют примерно одинаковые размеры во всех трех осевых направлениях. К прозенхимным клеткам относятся трахеиды - полые клетки, сильно вытянутые в длину с заостренными концами. Среднее отношение длины этих клеток к их размерам в поперечном сечении приблизительно равно 50-60.

Основными элементами древесины хвойных пород являются трахеиды, которые занимают свыше 90 % общего объема древесины.



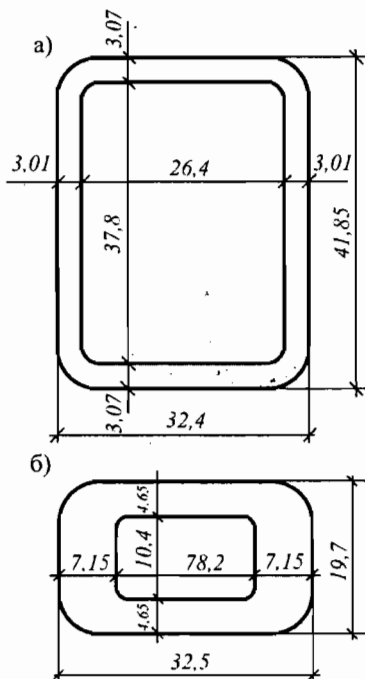


Рис.1.2. Поперечное сечение ранних и поздних трахеид сосны

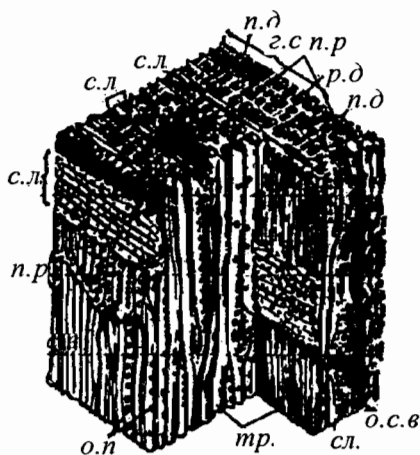


Рис.1.3. Схема микроскопического строения древесины сосны
 тр - трахеиды; о.п.- окаймленные поры; в.с.х. - вертикальный смоляной ход; с.л. - сердцевидный луч; г.с. - годичный слой; р.д. - ранняя (весенняя) древесина; п.д. - поздняя (летняя) древесина

Паренхимные клетки в хвойной древесине входят в состав сердцевинных лучей. В растущем дереве по сердцевинным лучам происходит движение питательных веществ и воды в горизонтальном направлении в период вегетации, а в период покоя в них хранятся запасные питательные вещества. В процессе роста трахеиды своими заостренными концами врастают между другими анатомическими элементами или себе подобными элементами.

Трахеиды хвойных пород выполняют не только свойственные им проводящие функции, но и механические. Трахеиды ранней части годичного слоя (рис.1.2.,а) обладают тонкими стенками и большими внутренними полостями, а трахеиды поздней части годичного слоя имеют более толстые стенки и малые полости (рис.1.2.,б). На рис. 1.3. показана объемная схема микроскопического строения сосны.

На основе современных исследований установлено, что стенки клеток трахеид представляют собой слоистую оболочку (рис.1.4.). В стенке каждой нормальной трахеиды различают: тонкую первичную оболочку P , значительно более толстую вторичную оболочку S , состоящую из наружного слоя S_1 , среднего слоя S_2 и внутреннего слоя S_3 . Трахеиды связаны между собой аморфным межклеточным веществом срединной пластинки M , окружающей каждую клетку (рис.1.4.). Каждый слой оболочки трахеид состоит из микрофибрилл, основой которых является кристаллическая целлюлоза, инкрустированная матриксом аморфных или паракристаллических полимеров, стабилизирующих структуру микрофибрилл. В составе стенки клетки особую роль играет лигнин. Если высокая прочность при растяжении обеспечивается в основном целлюлозными микрофибриллами, то лигнин придает оболочке прочность на сжатие.

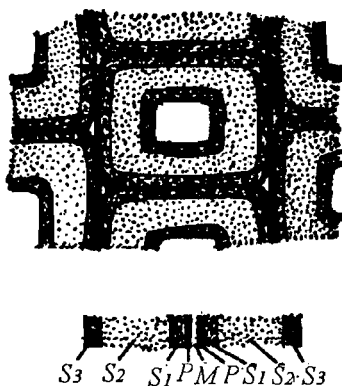


Рис. 1.4. Схема строения оболочки трахеид

Микрофибриллы ориентированы различно в слоях Р, S₁, S₂ и S₃. В слое Р они преимущественно располагаются поперек оси трахеид, а в слоях S₁, S₂ и S₃ по спирали под разными углами (рис. 1.5.). Все слои трахеид отличаются одни от других не только углами наклона микрофибрилл по отношению к продольной оси клеток, но и толщиной, которая для отдельных слоев, как и у всей толщины стенки клетки, неодинакова для различных пород древесины. Изменчивость также наблюдается в пределах одного вида дерева, что может быть следствием различия условий произрастания. От толщины стенок клеток зависит плотность древесины.



Рис. 1.5. Микрофибриллы во вторичном слое S растения валония, увеличенные в 12000 раз (по данным К.Мюлетгалера)

Исследования В.Е.Вихрова показали, что у поздних трахеид вторичная оболочка и срединная пластинка вдвое толще, чем у ранних. Однако соотношение между слагающими клеточную стенку оболочками в обоих случаях одинаково. Целлюлозные микрофибриллы обычно представляют собой тяжи шириной 10 - 25 нм (последняя величина является максимальной).

В древесине хвойных пород из паренхимных клеток состоят в основном многочисленные сердцевинные лучи (см. рис. 1.3.). Они узкие, преимущественно однорядные, но среди них встречаются и многорядные лучи со смоляным горизонтальным ходом посередине. У сосны, ели и лиственницы, кроме паренхимных клеток, лучи содержат трахеиды.

Только на основе глубокого анализа микро - и субмикроструктуры древесины можно раскрыть действительный характер и особенности механических свойств древесины как материала для строительных конструкций.

1.1.3. Основные свойства древесины

Влага в древесине

Различают два вида влаги, содержащейся в древесине: связанную (гигроскопическую) и свободную (капиллярную). Связанная влага находится в толще клеточных оболочек, а свободная в полостях клеток и в межклеточных пространствах. Кроме свободной и связанной влаги различают влагу, входящую в химический состав веществ, которые образуют древесину (химически связанная влага). Эта влага имеет значение только при химической переработке древесины.

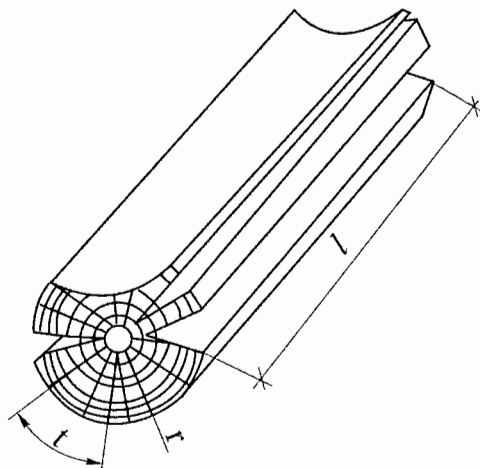


Рис. 1.6. Коробление древесины при усушке

Максимальное количество связанной влаги называется *пределом гигроскопичности* или *пределом насыщения клеточных стенок* и составляет 30 %. Устойчивая гигроскопическая влажность древесины, соответствующая определенному сочетанию температуры и влажности воздуха, называется *равновесной влажностью* древесины. Изменение влажности древесины от предела гигроскопичности и выше может произойти только по мере заполнения свободной влагой полостей клеток. При изменении влажности древесины от 0 % до предела насыщения клеточных стенок объем древесины увеличивается (разбухает), а снижение влажности в этих пределах уменьшает его размеры (усушка). Чем плотнее древесина, тем больше ее разбухание и усушка. Соответственно различны разбухание и усушка у поздней, более плотной, и у ранней древесины.

Установлено, что линейная усушка вдоль волокон в радиальном и тангенциальном направлениях существенно различается. Усушка вдоль волокон древесины обычно так мала, что ею пренебрегают, усушка в радиаль-

ном направлении колеблется в пределах 2...8,5 %, а в тангенциальном направлении 2,2...14 %. Следствием такой неравномерности усушки является коробление досок при высыхании (рис. 1.6.). При увеличении влажности выше точки насыщения клеточных стенок, когда влага занимает полосы клеток древесины, дальнейшего разбухания не происходит.

Процесс высыхания древесины состоит из испарения влаги с поверхности и перемещения ее из внутренних, более влажных слоев, к наружным. Испарение влаги с поверхности древесины происходит быстрее, чем продвижение влаги изнутри к периферии, что обуславливает неравномерность распределения влажности; в тонких пиломатериалах эта неравномерность обычно невелика и быстро уменьшается; в толстых элементах влажность выравнивается медленно и неравномерность ее распределения в начале высыхания может быть значительной. Чем выше плотность древесины, тем меньше скорость высыхания. Влагопроводность в радиальном направлении несколько больше, чем в тангенциальном, что объясняется влиянием сердцевинных лучей. Установлено, что в хвойных породах между радиальной и тангенциальной усушкой древесины поздней зоны годичных слоев существует небольшое различие, а тангенциальная усушка ранней зоны в 2-3 раза превосходит радиальную. Свежесрубленная древесина содержит 80...100 % влаги, причем влажность заболони хвойных пород в 2-3 раза больше влажности ядра. Влажность сплавной древесины доходит до 200 %. Конечная влажность древесины должна соответствовать ее равновесной влажности в условиях эксплуатации.

Основные факторы, влияющие на механические свойства древесины

Основой для определения механических свойств древесины служат соответствующие испытания стандартных образцов, выполняемых из чистой, т.е. без всяких пороков, древесины (рис.1.7.). При оценке результатов испытаний и при расчетах деревянных конструкций необходимо учитывать ряд факторов, влияющих на механические свойства древесины, основными из которых являются следующие:

Анизотропия древесины. В зависимости от размера деревянного элемента, главным образом по причине учета в них кривизны годичных слоев или пренебрежения этой кривизной, древесине приписывают схему либо ортогональной, либо трансверсальной изотропии. В последнем случае основное различие механических свойств имеет место в 2-х направлениях: вдоль волокон древесины и поперек волокон древесины.

При совпадении направления силы и волокон прочность древесины достигает максимального значения, в то же время она будет в несколько раз меньше, если сила действует под углом 90° к волокнам;

Реологические свойства древесины. Механические свойства древесины, являющейся природным полимером, изучаются на основе реологии

- науки об изменении свойств веществ во времени под действием тех или иных факторов, в данном случае нагрузок. Известно, что при быстром, кратковременном действии нагрузок древесина сохраняет значительную упругость и подвергается сравнительно малым деформациям. При длительном действии неизменной нагрузки деформации во времени существенно увеличиваются. Если задать древесине неизменную во времени деформацию, например, определенный прогиб изгибаемому элементу, то напряжения в нем с течением времени уменьшаются - релаксируют, хотя деформация не меняется.

Реологические свойства древесины учитываются при назначении расчетных сопротивлений. Под действием постоянной нагрузки непосредственно после ее приложения в древесине появляются упругие деформации, а с течением времени развиваются эластические и остаточные деформации. Упругие и эластические деформации обратимы - они исчезают после снятия нагрузки в течение малого (упругие деформации) или более или менее длительного (эластические деформации) промежутка времени. Остаточные деформации, являющиеся необратимой частью общих деформаций, остаются и после снятия нагрузки.

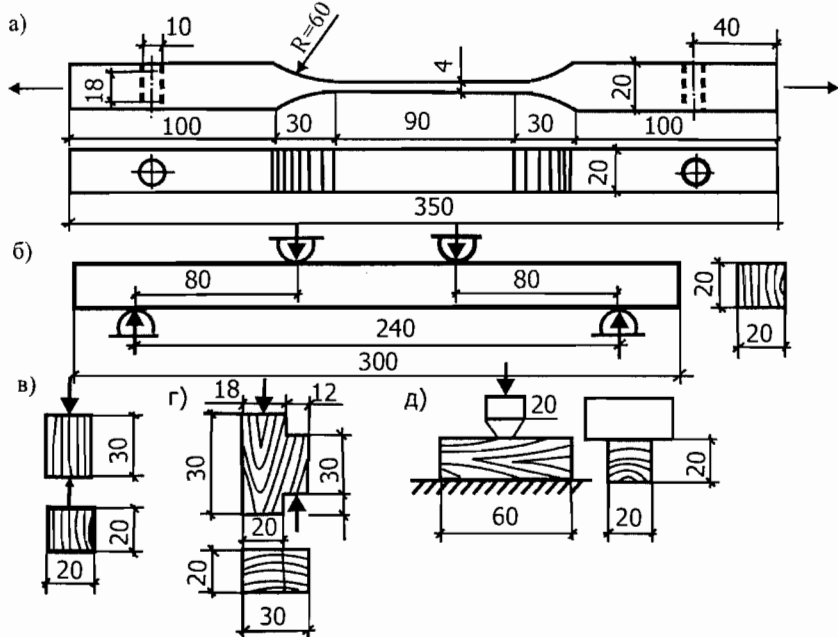


Рис.1.7. Стандартные образцы для определения временных сопротивлений (предела прочности) древесины

а - растяжение вдоль волокон; б - поперечный изгиб; в - сжатие вдоль волокон; г - скалывание вдоль волокон; д - смятие поперек волокон

На прочность древесины значительно влияют скорость приложения нагрузки или продолжительность ее действия. Если серию одинаковых деревянных образцов загрузить, например, на изгиб, различной по значению постоянной нагрузкой, то разрушение их произойдет через разные промежутки времени - чем больше нагрузка (напряжение), тем скорее разрушится образец. При этом может оказаться, что часть образцов вообще не разрушится, как бы долго нагрузка ни действовала. Представив результаты таких испытаний графически в координатах «предел прочности - время до разрушения» (рис.1.8.), получим асимптотическую кривую, по которой можно определить, сколько времени пройдет от начала нагружения до разрушения образца, находящегося под тем или иным напряжением. Асимптотический характер кривой показывает, что предел прочности с увеличением длительности приложения нагрузки хотя и падает, но не безгранично - он стремится к некоторому постоянному значению $\sigma_{дл}$, равному ординате асимптоты кривой. Кривая на рис. 1.8. называется кривой длительного сопротивления древесины, а ордината $\sigma_{дл}$ - пределом длительного сопротивления древесины; $\sigma_{дл}$ характеризует то предельное (максимальное) значение напряжения (или нагрузки), под действием которого образец не разрушится, как бы долго нагрузка ни действовала.

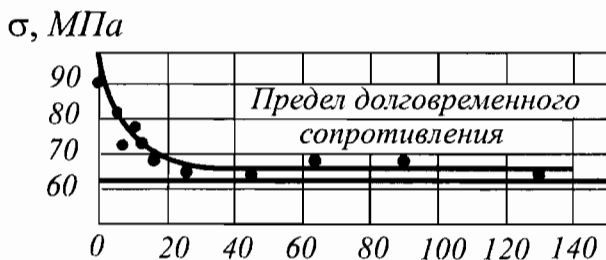


Рис. 1.8. Кривая длительного сопротивления древесины

Асимптота на кривой длительного сопротивления делит весь диапазон изменения нагрузки на две области - область ниже асимптоты с $\sigma < \sigma_{дл}$, в которой разрушение образца не произойдет, как бы долго ни действовала нагрузка, и область выше асимптоты с $\sigma > \sigma_{дл}$, где разрушение с течением времени неизбежно и где оно произойдет тем скорее, чем больше σ превышает $\sigma_{дл}$. Асимптотический характер кривой длительного сопротивления справедлив и для напряженного состояния древесины других видов.

Две области кривой, указанные на рис. 1.8., различают также по характеру зависимости деформации от времени при заданном значении действующей нагрузки (напряжения). Так, при напряжении $\sigma < \sigma_{дл}$ деформации с течением времени затухают, стремясь к некоторому пределу (пунктир на рис. 1.9.,а), а при $\sigma > \sigma_{дл}$ после некоторого уменьшения скорости деформа-

ций на участке в - г (рис. 1.9,б) наступает развитие деформаций с постоянной скоростью на участке г - д. Далее, в момент времени t_1 начинается ускоренный рост деформаций, приводящий к разрушению материала.

Как видно из (рис. 1.9.), древесина обладает свойством последействия (ползучести), т.е. роста деформаций в течение некоторого времени после приложения нагрузки. Примером последействия на практике может служить провисание балок, находящихся долгое время под эксплуатационной нагрузкой.

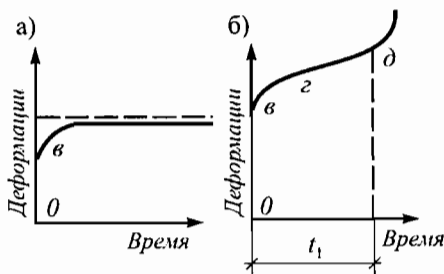


Рис. 1.9. Кривые деформации во времени
а - при $\sigma < \sigma_{дл}$; б - при $\sigma > \sigma_{дл}$

Длительное сопротивление является показателем действительной прочности древесины в отличие от предела прочности, определяемого быстрыми испытаниями на машине стандартных образцов. Переход от предела прочности к длительному сопротивлению производится умножением предела прочности на коэффициент длительного сопротивления, равный отношению предела длительного сопротивления к пределу прочности. По опытным данным, коэффициент длительного сопротивления может быть принят 0,5...0,6. Опыты показывают, что при очень быстром приложении нагрузки, например, при ударе, предел прочности повышается по сравнению с длительным сопротивлением в среднем в 3 раза. Таким образом, относительная прочность древесины при ее испытании с различной скоростью приложения нагрузки изменяется в пределах 1...3.

Фактически деревянные конструкции находятся под совместным действием постоянных (например, собственный вес), временно длительных (например, снеговая) и кратковременных (например, ветровая) нагрузок. Опыты показывают, что в этом случае предел прочности зависит от соотношения этих нагрузок и изменяется от предела длительного сопротивления (при наличии только постоянной нагрузки) до предела прочности, определяемого при стандартной скорости загрузки от действия основных кратковременных нагрузок.

Первые систематические работы по исследованию влияния продолжительности действия нагрузки на прочность древесины были проведены Ф.П.Белянкиным, результаты их были опубликованы в 1931 и 1934 гг.

Влияние влажности. При повышении влажности древесины от нулевой до точки насыщения клеточных стенок примерно до 30 % ее прочность, в том числе и длительная, уменьшается, деформативность увеличивается и модуль упругости снижается. В наименьшей степени влажность влияет на ударную прочность древесины и на прочность при растяжении вдоль волокон. В других случаях влияние влажности сравнительно велико и при ее изменении на 1 % прочность меняется на 3 - 5 %. Повышение влажности древесины свыше точки насыщения волокон не приводит к дальнейшему снижению ее прочности.

Для сравнения прочности древесины надо показатели прочности приводить к одной влажности. Комиссия по стандартизации СЭВ приняла для показателей физико-механических свойств древесины стандартную влажность 12 %. Приведение к стандартной влажности производят по формуле

$$B_{12} = B_W [1 + \alpha (W - 12)],$$

где B_{12} - предел прочности при влажности 12 %; W - влажность в момент испытания; B_W - предел прочности при влажности в момент испытания; α - поправочный коэффициент, принимаемый по табл. 1.1.

Таблица 1.1.

Напряжение	α , коэффициент для приведения всех пород древесины к влажности 12 %
Сжатие вдоль волокон	0,05
Статический изгиб	0,04
Скалывание вдоль волокон	0,03

Формула приведения действительна в пределах изменения влажности 8-23%.

Влажность определяют взвешиванием до и после высушивания до постоянного веса в сушильном шкафу образцов небольших размеров. В производстве влажность сортиментов можно определять, не вырезая образцов, с помощью электровлагомера, действие которого основано на изменении электропроводности древесины в зависимости от ее влажности.

Влияние температуры. Опыты показывают, что предел прочности при любой влажности зависит от температуры, с ее повышением прочность уменьшается, с понижением - увеличивается. При большой влажности и отрицательных температурах влага в древесине превращается в лед, получается так называемая замороженная древесина, прочность которой на сжатие, поперечный изгиб, скалывание и раскалывание возрастает. В то же время замороженная древесина становится более хрупкой и сопротивление ее ударному изгибу понижается.

Модуль упругости при повышении температуры понижается, что увеличивает деформативность деревянных конструкций. Уменьшение проч-

ности при повышенных температурах, осложненное усушкой в присучковом косослое, является основной причиной наблюдавшихся иногда разрывов деревянных элементов конструкций в жаркие летние месяцы, когда напряжение в элементах значительно ниже, чем зимой.

Из изложенного следует, что при экспериментальном определении прочности древесины следует учитывать не только ее влажность, но и температуру. Предел прочности при данной температуре к прочности при стандартной температуре 20°C можно пересчитывать по формуле

$$\sigma_{20} = \sigma_T \beta (T - 20),$$

где σ_{20} - искомая прочность при $t=20^\circ\text{C}$; σ_T - прочность при данной температуре C ; β - поправочное число на температуру, принимаемое по табл. 1.2

Таблица 1.2.

Поправочные числа β

Порода древесины	β , МПа, при			
	сжатии вдоль волокон	статическом изгибе	скалывании	растяжении
			вдоль волокон	
Сосна	3,5	4,5	0,4	4
Ель	2,5	3	-	-
Лиственница	4,5	-	-	-
Пихта	2,5	-	-	-
Береза	4,5	-	-	-

Формула приведения действительна в пределах положительных температур 10-50°C. Пересчет к температуре 20°C должен производиться после пересчета к влажности.

Плотность древесины. Испытания показывают значительный разброс показателей механических свойств даже для одной и той же породы древесины. Это объясняется неоднородностью древесины, связанной с особенностями ее анатомического строения. Так, у хвойных пород, преимущественно применяемых в строительстве, прочность поздней древесины в 3...5 раз выше прочности ранней древесины. Чем толще стенки трахеид и чем больше процент поздней древесины, тем выше плотность древесины и ее прочность. Опытами установлена прямая пропорциональность между пределом прочности и плотностью древесины.

Пороки древесины. Механические свойства древесины во многом зависят от наличия в них пороков и размеров этих пороков, в особенности сучков, ослабляющих сечение. При определении сорта древесины учитывается содержание в ней пороков.

Масштабный фактор. Как свидетельствуют результаты испытаний деревянных образцов на один и тот же вид напряженного состояния при прочих равных условиях масштабный фактор оказывает на них большое влияние.

Работа древесины на растяжение, сжатие и поперечный изгиб

Предел прочности древесины при растяжении вдоль волокон в стандартных чистых образцах (влажностью 12 %) высок - для сосны и ели он в среднем 100 МПа. Модуль упругости 11...14 ГПа. Наличие сучков и присучкового косослоя значительно снижает сопротивление растяжению. Особенно опасны сучки на кромках с выходом на ребро. Опыты показывают, что при размере сучков в 1/4 стороны элемента предел прочности составляет всего 0,27 предела прочности стандартных образцов. Отсюда видно, насколько важен правильный отбор древесины по размерам сучков для растянутых элементов конструкций.

При ослаблении деревянных элементов отверстиями и врезками их прочность снижается больше, чем получается при расчете по площади нетто. Здесь сказывается отрицательное влияние концентрации напряжений у мест ослаблений. Опыты показывают также, что прочность при растяжении зависит от размера образца; (т.е. от масштабного фактора): прочность крупных образцов в результате большей неоднородности их строения меньше, чем мелких.

При разрыве поперек волокон вследствие анизотропности строения древесины предел прочности в 12...17 раз меньше, чем при растяжении вдоль волокон. Следствием этого является большое влияние косослоя, при котором направление усилия не совпадает с направлением волокон. Чем значительнее косослой, тем больше составляющая усилия, перпендикулярная волокнам, и тем меньше прочность элемента. Косослой (наклон волокон) - второй по значимости порок, величина которого в растянутых элементах должна строго ограничиваться.

Диаграмма работы сосны на растяжение (рис. 1.10.), в которой по оси абсцисс откладывается относительная деформация ϵ , а по оси ординат относительное напряжение ϕ , выраженное в долях от предела прочности (так называемая приведенная диаграмма), при $\phi \leq 0,5$ имеет незначительную кривизну и в расчетах может приниматься прямолинейной.

Значение $\phi = 0,5$ рассматривается при этом как предел пропорциональности.

Испытания стандартных образцов на сжатие вдоль волокон дают значения предела прочности в 2-2,5 раза меньше, чем при растяжении. Для сосны и ели при влажности 12 % предел прочности на сжатие в среднем 40 МПа, а модуль упругости примерно такой же, как при растяжении. Влияние пороков (сучков) меньше, чем при растяжении. При размере сучков, состав-

ляющих $1/3$ стороны сжатого элемента, прочность при сжатии будет $0,6 \dots 0,7$ прочности элемента тех же размеров, но без сучков. Кроме того, в деревянных конструкциях размеры сжатых элементов обычно назначаются из расчета на продольный изгиб, т.е. при пониженном напряжении, а не из расчета на прочность. Благодаря указанным особенностям работа сжатых элементов в конструкциях более надежна, чем в растянутых. Этим объясняется широкое применение металлодеревянных конструкций, имеющих основные растянутые элементы из стали, а сжатые и сжато-изгибаемые из дерева.

Приведенная диаграмма сжатия (см. рис. 1.10.) при $\varphi > 0,5$ более криволинейна, чем при растяжении. При меньших значениях φ криволинейность ее невелика и она может быть принята прямолинейной до условного предела пропорциональности, равного $0,5$. Разрушение сопровождается появлением характерной складки (рис. 1.11.), образуемой местным изломом волокон.

Рис. 1.10. Приведенная диаграмма работы сосны
1 - при растяжении; 2 - при сжатии

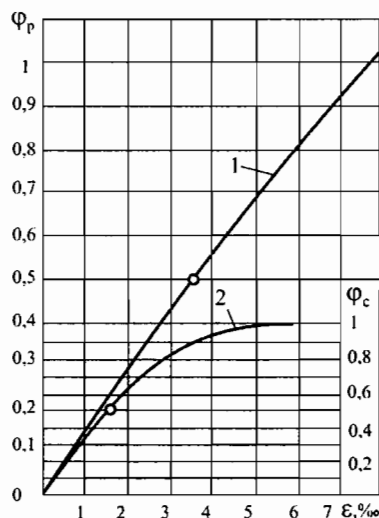


Рис. 1.11. Разрушение образца при сжатии вдоль волокон

При поперечном изгибе значение предела прочности занимает промежуточное положение между прочностью на сжатие и растяжение. Для стандартных образцов из сосны и ели при влажности 12% предел прочности при изгибе в среднем 75 МПа. Модуль упругости примерно такой же, как

при сжатии и растяжении. Поскольку при изгибе имеется растянутая зона, то влияние сучков и косослоя значительно. При размере сучков в $1/3$ стороны сечения элемента предел прочности составляет $0,5 \dots 0,45$ прочности бессучковых образцов. В брусках и особенно в бревнах это отношение выше и достигает до $0,6 \dots 0,8$. Влияние пороков в бревнах при работе на изгиб вообще меньше, чем в пиломатериалах, так как в бревнах отсутствует наблюдаемый в пиломатериалах выход на кромку перерезанных при распиловке волокон и отщепление их в присучковом косослое при изгибе элемента.

Определение краевого напряжения при изгибе по обычной формуле $\sigma = M/W$ соответствует линейному распределению напряжений по высоте и действительно в пределах небольших напряжений (рис. 1.12.). При дальнейшем росте нагрузки и увеличении кривизны эпюра сжимающих напряжений в соответствии с диаграммой работы на сжатие (рис. 1.10., кривая б) принимает криволинейный характер (рис. 1.12., б, в). Одновременно нейтральная ось сдвигается в сторону растянутой кромки сечения. При этом фактическое краевое напряжение сжатия меньше, а напряжение растяжения больше вычисленных по формуле.

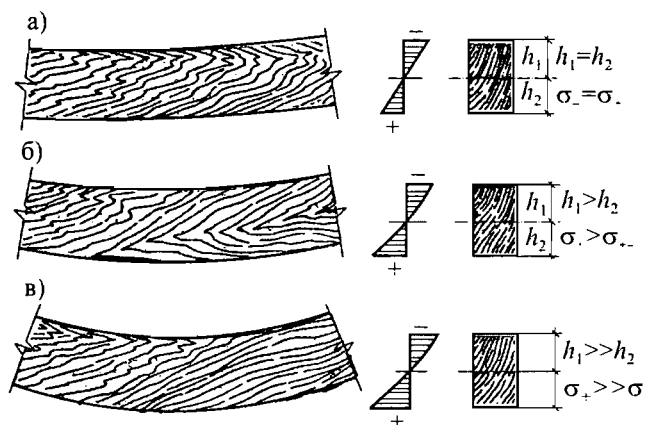


Рис. 1.12. Эпюры напряжений в изгибаемом деревянном элементе при увеличении нагрузки до разрушения

Определение предела прочности по формуле $\sigma = M/W$ удобно для сравнительной оценки прочности различной древесины. В стадии разрушения сначала в сжатой зоне образуется складка, затем в растянутой зоне происходит разрыв наружных волокон. Разрушение клеток в сжатой и растянутой зонах аналогично разрушению при осевом сжатии и растяжении.

Опыты и теоретические исследования показывают, что условный предел прочности при изгибе зависит от формы поперечного сечения. При одном и том же моменте сопротивления у круглого сечения он больше, чем у прямоугольного, а у двутаврового сечения меньше, чем у прямо-

угольного. С увеличением высоты сечения предел прочности снижается. Все эти факторы учитываются в расчете введением соответствующих коэффициентов к расчетным сопротивлениям.

Работа древесины на смятие и сдвиг.

Различают смятие вдоль волокон, поперек волокон и под углом к ним. Прочность древесины на смятие вдоль волокон, например, в стыках сжатых элементов, мало отличается от прочности на сжатие вдоль волокон, и действующие нормы не делают различия между ними. Смятию поперек волокон древесина сопротивляется слабо. Смятие под углом занимает промежуточное положение. Смятие поперек волокон характеризуется в соответствии с трубчатой формой волокон значительными деформациями сминаемого элемента. После сплющивания и разрушения стенок клеток происходит уплотнение древесины, уменьшение деформаций и роста сопротивления сминаемого образца (рис. 1.13.).

В отличие от ранее рассмотренных случаев о работе древесины на смятие поперек волокон приходится судить главным образом по значению допустимых в эксплуатации (с учетом фактора времени) деформаций. За нормируемый предел здесь обычно принимается напряжение при некотором условном пределе пропорциональности (см. рис. 1.13.). Этот предел имеет наименьшее значение при смятии по всей поверхности, среднее значение при смятии на части длины и максимальное при смятии на части длины и ширины (рис. 1.14.), если прочие условия испытания одинаковы.

Рис. 1.13. Диаграмма работы древесины при смятии поперек волокон.

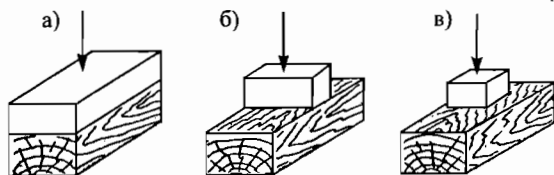
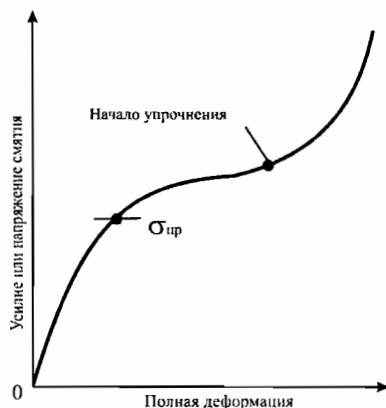


Рис. 1.14. Смятие древесины поперек волокон.

а- по всей поверхности; б- на части длины; в- на части длины и части ширины

В двух последних случаях деформации уменьшаются, что в технической литературе объясняется поддержкой сминаемой площади соседними незагруженными участками древесины. Научное обоснование указанному факту дает представление о смятии древесины поперек волокон как о вдавливании жесткого штампа в упругий слой конечной толщины, лежащей на жестком основании. При смятии под углом α значение $\sigma_{\text{пр}}$ возрастает с уменьшением угла, и опытные точки хорошо укладываются на эмпирическую кривую (рис. 1.15.).

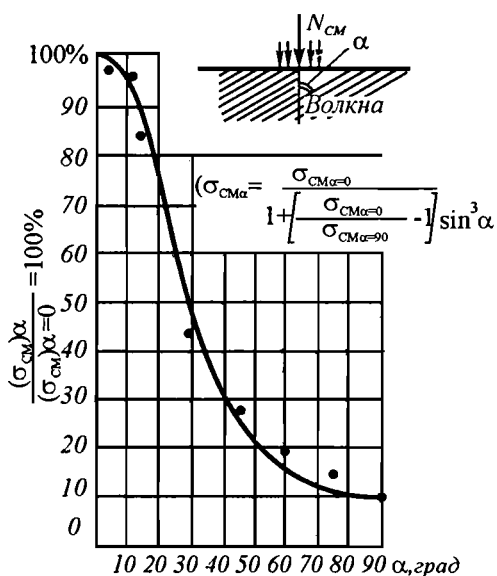


Рис. 1.15. Влияние угла между сминающей силой и направлением волокон на сопротивление древесины смятию.

Разрушение от сдвига в деревянных элементах вследствие анизотропии древесины может происходить либо в форме скалывания, либо в форме перерезания волокон (см. рис. 1.16.). Скалывание, т.е. разрушение древесины от сдвига по плоскости, параллельным волокнам древесины, может происходить вдоль волокон, поперек волокон и под углом к волокнам древесины.

Перерезание волокон представляет собой разрушение деревянного элемента от сдвига по плоскости, перпендикулярной к направлению волокон древесины.

Исследованиями установлено, что напряжения при сдвиге распределяются неравномерно по длине рабочей площадки.

При скалывании неравномерность наиболее сильно проявляется в случае, когда разрушение может произойти в форме одностороннего скалывания. В меньшей мере неравномерность проявляется в случае, когда может произойти в форме двустороннего (промежуточного) скалывания.

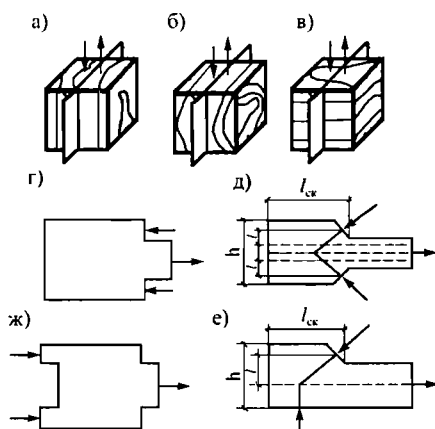


Рис. 1.16. Виды сдвига

а - сдвиг, вызывающий скалывание древесины вдоль волокон; б - то же, поперек волокон; в - сдвиг, вызывающий перерезание поперек волокон древесины; г-е - сдвиг, вызывающий одностороннее скалывание древесины (г - без обжатия по плоскости скалывания); ж - сдвиг, вызывающий двустороннее скалывание древесины (без обжатия по плоскости скалывания)

1.1.4 Композиционные древесные материалы

В XX в. в России, как и во всем мире, с развитием химической промышленности и появлением синтетических клеев возникло и расширилось производство композиционных древесных материалов, к числу которых относится клееная древесина и материалы, изготовленные на основе измельченной древесины.

Согласно ГОСТ 15024 в понятие клееная древесина вкладывается 3 вида материалов: 1- слоистая клееная древесина, куда входят фанера и древесные слоистые пластики; 2- массивная клееная древесина; 3- комбинированная клееная древесина, к которой относятся столярные плиты, состоящие из комбинации массивной древесины и шпона (последний материал в книге не рассматривается).

Клееная древесина

Слоистая клееная древесина

Клееная фанера и фанерные плиты

Согласно СНиП II-25-80, для изготовления клееных фанерных строительных конструкций рекомендуется использовать березовую и лиственничную клееную фанеру марки ФСФ по ГОСТ 3916, а также бакелизованную фанеру ФБС по ГОСТ 11539.

Фанера представляет собой листовый древесный материал, состоящий, как правило, из нечетного числа слоев шпона, полученного лущением прямолинейных отрезков ствола дерева (кряжа). Аналогичный фанере материал толщиной свыше 15 мм называют фанерными плитами, их изготовля-

ют в соответствии с ГОСТ 8673. Вследствие перекрестной структуры фанера обладает меньшей анизотропией свойств, чем природная древесина, а явления усушки и разбухания соответствуют таковым у древесины в направлении вдоль волокон. Фанере присущи высокие прочностные свойства, малая масса (она в четыре раза легче алюминия), низкая тепло- и звукопроводимость, большая стойкость к воздействию химически агрессивных сред и повышенная водостойкость при изготовлении на водостойких синтетических клеях. Фанера имеет низкий коэффициент линейного расширения ($5 \cdot 10^{-6}$ мм / (м. °C) по сравнению с линейным расширением стали ($11,3 \cdot 10^{-6}$) или алюминия ($25 \cdot 10^{-6}$). Если марка фанеры указывает на вид применяемого клея, то сорт фанеры определяет качество наружных слоев шпона.

Клееная фанера марки ФСФ и аналогичные ей по структуре фанерные плиты марки ПФ-А выпускаются толщиной 1,5...45 мм, длиной 1220...2440 мм и шириной 725... 1525 мм. Влагосодержание фанеры колеблется в пределах 5...10 %, а у фанерных плит не превышает 12 %. Фанера марки ФСФ обладает повышенной водостойкостью, поскольку её изготавливают на водостойком фенолформальдегидном клее.

Бакелизированная фанера выпускается толщиной от $5 \pm 0,5$ мм до $18^{+2}_{-0,9}$ мм, длиной 1500...7700 мм и шириной 1200...1500 мм. Влагосодержание её составляет 6...10 %. Изготовление фанеры марки ФБС сопровождается пропиткой наружных слоев шпона и намазыванием серединок спирторастворимыми смолами. Фанера характеризуется высокой водостойкостью и прочностью.

Соединение стандартных листов фанеры в листы больших размеров производят стыком на пологий ус ($\delta/l = 1/10$) в направлении волокон наружных слоев шпона.

Кроме листовой фанеры как конструкционного материала в строительстве применяют фанерные трубы, изготавливаемые по ГОСТ 7017, швеллеры ГОСТ 22242 и другие фасонные профили.

В современном строительстве фанеру в основном используют для изготовления клефанерных несущих и ограждающих строительных конструкций, среди которых наиболее распространенными являются:

- клефанерные балки различных видов пролетом 3...30 м;
- клефанерные арки пролетом 12...60 м;
- клефанерные рамы пролетом до 24 м;
- клефанерные плиты покрытий пролетом 3...6 м.

Наряду с клефанерными конструкциями довольно часто встречаются несущие строительные конструкции с соединением фанерных и дощатых элементов на гвоздях или шурупах.

Расчетные сопротивления березовой и лиственничной строительной фанеры приведены в прил. 1.1., а упругие характеристики - в прил. 1.2. В настоящее время в России налажен выпуск сосновой фанеры.

Древесные слоистые пластики (ДСП)

Древесные слоистые пластики (ГОСТ 13913) изготавливают из листов фанерного шпона, пропитанных и склеенных в процессе горячего прессования (150°C) под большим давлением (15...20 МПа). В зависимости от направления волокон в слоях шпона древесные слоистые пластики подразделяют на марки:

ДСП-А - волокна древесины во всех слоях имеют параллельное направление или каждые 4 слоя с параллельным направлением волокон чередуются с одним слоем, имеющим направление волокон под углом $20...25^{\circ}$ по отношению к направлению волокон в смежных слоях;

ДСП-Б - каждые 5-20 слоев с параллельным направлением волокон чередуются с одним слоем, в котором направление волокон перпендикулярно к направлениям их в смежных слоях;

ДСП-В - направление волокон в смежных слоях взаимно перпендикулярно;

ДСП-Г - направление волокон смежных слоев последовательно смещено на угол $30...35^{\circ}$.

Древесные слоистые пластики являются листовыми материалами толщиной 3...60 мм, шириной 700...1300 мм и длиной 750...5600 мм. Древесные слоистые пластики изготавливаются с использованием клеевых составов на основе фенол- или крезолоформальдегидных смол. Для их получения применяют шпён из древесины березы, липы и бука. Плотность древесных слоистых пластиков составляет $1,3 \text{ г/см}^3$. Древесные слоистые пластики обладают высокой стойкостью к биологическим вредителям древесины, высокой водостойкостью. Вследствие высокой стоимости древесные слоистые пластики как конструкционный материал в строительстве имеют ограниченное применение. Их используют в качестве элементов усиления при ремонте деревянных конструкций, а также для изготовления крепежных и соединительных элементов деревянных конструкций, например, цилиндрических нагелей, шпонок и т.д.

Расчетные и упругие характеристики ДСП содержатся в прил. 1.3.

Массивная клееная древесина

При изготовлении изделий из массивной клееной древесины используют следующие виды клеевых неподатливых соединений:

а) для стыкования отдельных слоев - зубчатое соединение, расположенное по пласти досок (рис. 1.17,а) или усовое соединение, при этом длину усового соединения принимают равной не менее 10 толщин стыкуемых элементов.

Отверждение стыковых соединений как правило происходит при размещении их в поле тока высокой частоты.

Толщину склеиваемых слоев в элементах принимают, как правило, не более 33 мм. В прямолинейных элементах допускается толщина слоев до 42 мм при условии устройства в них продольных прорезей;

б) для образования сплошного сечения (пакетов) сплачивание слоев по высоте и ширине сечения. При этом по ширине пакета швы склеиваемых кромок в соседних слоях следует сдвигать не менее чем на толщину слоя δ по отношению друг к другу (рис. 1.17, б);

в) для стыкования под углом клееных пакетов - сопряжение под углом на зубчатый шип по всей высоте (рис. 1.17, в) обоих пакетов.

Массивную древесину склеивают при обеспечении надлежащего прессового и температурно-влажностного режима

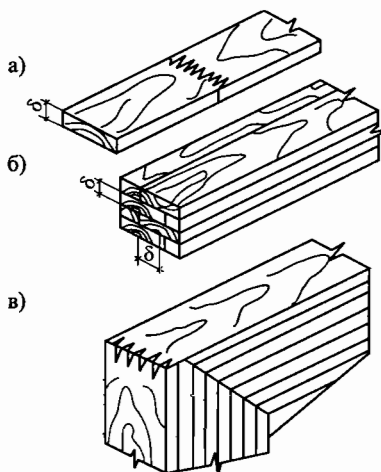


Рис. 1.17. Клеевые соединения

а- при стыковании отдельных слоев по длине зубчатым шипом, выходящим на пласт;
б- при образовании пакетов и сплачивания по пласти и кромке;
в- при стыковании клееных элементов под углом зубчатым шипом

Материалы, изготовленные на основе измельченной древесины **Древесно-волокнистые плиты**

Древесно-волокнистые плиты изготавливают горячим прессованием или сушкой волокнистой массы, состоящей из органических, главным образом из целлюлозных волокон, воды, синтетических полимеров и технологических добавок.

Существуют древесно-волокнистые плиты двух способов производства: ДВП_с- сухого (ТУ 13 - 444) и ДВП_м- мокрого (ГОСТ 4598).

По плотности древесно-волокнистые плиты подразделяют на следующие типы: СТ - сверхтвердые (свыше 950 кг/м³), Т - твердые (800...950 кг/м³), НТ или ПТ - пониженной плотности или полутвердые (400...800 кг/м³) и М - мягкие (до 400 кг/м³), что в буквенно-цифровой маркировке плит фиксируется первыми заглавными буквами. Вместе с остальными обозначениями маркировка содержит в закодированном виде ценную информацию о способе производства древесно-волокнистых плит, о видах и качестве обработки поверхностей, прочности плит.

Одной из разновидностей твердых древесноволокнистых плит мокрого способа производства являются плиты с лакокрасочным покрытием, наносимым на поверхность плиты-основы согласно ГОСТ 4598.

Древесно-волоконистые плиты выпускают стандартных размеров, следует отметить, что для изготовления несущих строительных конструкций используют твердые или сверхтвердые плиты.

Древесно-волоконистые плиты легко обрабатываются деревообрабатывающими инструментами, легко склеиваются, крепятся и соединяются соответствующими традиционными крепежными элементами, хорошо окрашиваются и облицовываются.

В строительстве древесно-волоконистые плиты используют как конструкционный, обшивочный или изоляционный материал. Расчетные сопротивления и упругие характеристики ДВП приведены в прил. I.3. Размеры ДВП приведены в прил. I.4., прил. I.5 и прил. I.6.

Древесно-стружечные плиты

Древесно-стружечные плиты изготавливают методом горячего плоского (в небольшом количестве методом экструзионного) прессования смеси древесных частиц со связующим (ГОСТ 10632).

В зависимости от вида связующего древесно-стружечные плиты подразделяют на плиты повышенной, средней и низкой водостойкости. Плиты повышенной водостойкости изготавливают с применением фенолформальдегидных или мочевиномеламиноформальдегидных смол с добавлением гидрофобных веществ (ДСПФ). Плиты средней водостойкости изготавливают на карбамидных смолах (ДСПк).

По структуре плиты подразделяют на однослойные, характеризующиеся однородностью строения по толщине, трехслойные, пятислойные и многослойные, имеющие не равномерное по толщине, а послойное распределение древесных частиц и связующего. Для изготовления плит используют как специально приготовленную стружку, так и стружку-отходы (строгальную, станочную), однако для наружных слоев используют лишь специально изготовленную стружку.

Древесно-стружечные плиты могут иметь либо шлифованную, либо нешлифованную поверхность; кроме того, плиты могут иметь поверхность, облицованную фанерным шпоном, бумажным слоистым пластиком, пленками и т.д.

В соответствии с ГОСТ 10632, древесно-стружечные плиты выпускают следующих марок: П-I (многослойные П-I М, трехслойные - П-I Т); П-2 (трехслойные П-2 Т, однослойные - П-2 О); П-3 (трехслойные П-3 Т). Плотность плит марки П-1 составляет 650...800 кг/м³, П-2 - 550...750 кг/м³, П-3 - 750...850 кг/м³.

Древесно-стружечные шлифованные плиты имеют толщину 10...25 мм, а нешлифованные - 10...26 мм. Длина плит составляет 2440...5500 мм, а ширина - 1200...2440 мм.

Древесно-стружечные плиты в строительстве используются для изготовления внутренних обшивок панелей стен и покрытий зданий, для устройства кровельных настилов, полов и т.д.

Расчетные сопротивления и упругие характеристики древесно-стружечных плит содержатся в прил. 1.3. В нем же приведены аналогичные сведения о древесно-стружечных плитах, изготовленных на каустическом магнезите, которые характеризуются высокой огне- био- и морозостойкостью, хорошо склеиваются с древесиной, полимерами и металлами. Размеры древесно-стружечных плит приведены в прил. 1.7.

Цементно-стружечные плиты

Цементно-стружечные плиты (ЦСП) изготавливают из древесного сырья в виде стружки из древесины хвойных пород и портландцемента согласно ГОСТ 26816. Плотность плит составляет 1200 - 1350 кг/м³. Размеры плит по длине 3200...3600 мм, по ширине 1200...1250 мм, по толщине - 8...40 мм.

Плиты используют в строительстве ограждающих конструкций зданий. Сведения о расчетных сопротивлениях и упругих характеристиках ЦСП приведены в прил. 1.3.

Арболит

Арболит (ГОСТ 19222) используется в России при строительстве малоэтажных жилых домов. Он представляет собой композиционный крупнозернистый материал, получаемый в результате твердения формованной смеси, состоящей из следующих компонентов:

- минерального вяжущего (быстротвердеющего портландцемента);
- извести с гидравлическими добавками (магнезиального вяжущего и белитошламового цемента);
- наполнителя из измельченного целлюлозного сырья (дробленка из отходов производства деревообрабатывающей промышленности, лесозаготовок и лесопиления, одубина, костра льна и конопля, измельченные стебли хлопчатника и рисовая солома);
- химических добавок для ускорения твердения бетонной смеси и нейтрализации целлюлозного заполнителя (хлористый кальций, жидкое стекло, глинозем);
- воды.

Арболит по средней плотности в высушенном до постоянной массы состоянии подразделяют на теплоизоляционный (до 500 кг/м³) и конструкционный (от 500 до 850 кг/м³).

В зависимости от прочности на сжатие образцов-кубов арболит подразделяют на классы или марки, указанные в прил. 1.8.

Физико-механические свойства арболита, изготовленного с использованием различных видов органического заполнителя, приведены в табл. 1.3.

В строительстве малоэтажных домов в качестве основных стеновых материалов используют монолитный арболит, мелкие арболитовые блоки, крупные арболитовые блоки и панели размерами на стену комнаты. Кроме того, в строительстве жилых домов используют много других арболитовых элементов (плиты покрытий, перемычки и т.д.).

Физико-механические свойства арболита

Таблица 1.3.

Свойства арболита	Значение свойств арболита на заполнителе из			
	дробленки из отходов лесопиления, лесозаготовок и одубины	измельченных стеблей однолетних растений	поризованной массы из дробленых отходов лесопиления	фракционированных отходов деревообработки
Плотность, кг/см ³	400 - 850	500 - 700	500 - 700	550 - 600
Прочность на сжатие, МПа	0,5 - 3,5	0,5 - 2,5	1,5 - 5,0	2 - 3,5
Прочность на изгиб, МПа	0,2 - 1,0	0,7 - 1,0	0,7 - 2,0	0,9 - 1,2
Коэффициент теплопроводности, Вт/(м.К)	0,081-0,162	0,069-0,116	0,09 - 0,15	0,116
Водопоглощение, %	30 - 70	50 - 120	45 - 80	50
Коэффициент звукопоглощения	0,17 - 0,6	0,17 - 0,5	-	0,58 - 0,64
Модуль упругости МПа	150 - 400	150 - 300	200 - 600	150 - 600
Морозостойкость, число циклов	25 - 50	15 - 25	35 - 100	-
Биостойкость	Биостоек	Биостоек	Биостоек	Биостоек
Горючесть	Трудногорюс	Трудногорюс	Трудногорюс	Трудногорюс
Усадка, %	0,4 - 0,5	0,5	0,3 - 0,5	0,5
Назначение материала	Теплоизоляционный	Конструктивно-изоляционный	Конструктивно-изоляционный	Теплоизоляционный, облицовочный

Глава 1.2. Конструкционные пластмассы, применяемые в строительстве

1.2.1. Общие сведения о пластмассах

Пластическими массами называются материалы, которые в качестве основного компонента содержат синтетический полимер. Пластмассы могут состоять из одного полимера или содержать, кроме полимера, некоторые вспомогательные вещества, придающие им определенные свойства.

Высокомолекулярные химические соединения в зависимости от молекулярной массы M подразделяют на олигомеры ($M = 500 \dots 5000$) и полимеры ($M > 5000$). В основном полимеры являются органическими соединениями, но они могут быть кремнийорганическими или даже неорганическими соединениями.

Получают высокомолекулярные соединения из исходных низкомолекулярных органических веществ (мономеров), отдельные молекулы которых благодаря двойным или тройным связям способны взаимосоединяться

с образованием молекул удвоенной (димер), утроенной (тример) или многократно увеличенной молекулярной массы (олигомер, полимер). В некоторых случаях к полимерам причисляют химические соединения с молекулярной массой $M < 5000$, например, полиэтилен.

Название полимера обычно образуется от названия того мономера, из которого он был получен. Так, например, полиэтилен получают из этилена, поливинилхлорид - из винилхлорида, полистирол - из стирола и т.д. Иногда название полимера образуется в зависимости от вида реакционных химических групп, соединяющих молекулы мономеров, - полиамиды, полиэфир и т.д.

При получении синтетических полимеров переход от низкомолекулярных соединений к высокомолекулярным осуществляется посредством реакций полимеризации, сополимеризации или поликонденсации.

Полимеризацией называется реакция соединения нескольких молекул мономеров в макромолекулу полимера, не сопровождающаяся выделением побочных продуктов, т.е. протекающая без изменения элементарного состава реагирующих веществ.

Если исходный мономер для получения полимера обозначить буквой А, а число молекул мономера, участвующих в реакции полимеризации, обозначить буквой n , то реакция полимеризации может быть выражена формулой $nA \rightarrow (A)_n$.

Число n молекул мономера, входящих в цепь полимера, называется степенью полимеризации.

Сополимеризацией называется реакция совместной полимеризации двух и более различных мономеров. Если в реакции сополимеризации участвует мономер, молекулы которого в активном состоянии обладают двумя или тремя реакционноспособными связями, то может быть получен полимер поперечно сшитой структуры. Продуктом сополимеризации является полимер.

Поликонденсацией называется реакция взаимодействия молекул нескольких мономеров, сопровождаемая получением макромолекулы полимера и выделением низкомолекулярных побочных продуктов, например, воды.

Полимеры, содержащие атомные группы одного мономера, называются *гомополимерами*, а содержащие атомные группы двух и более мономеров - *сополимерами*.

Полимерам присущи следующие основные состояния:

- два агрегатных: твердое и жидкое;
- два фазовых: аморфное и кристаллическое;
- три релаксационных физических: стеклообразное, высокоэластичное и вязкотекучее, причем границы между этими состояниями обычно характеризуют значениями температур стеклования T_g и текучести T_f .

В зависимости от поведения при нагревании - охлаждении полимеры подразделяют на *термопластичные* и *термореактивные*.

Термопластичные полимеры при первичном, а также при повторных нагреваниях становятся пластичными, а при охлаждении переходят в твердое состояние.

Термореактивные полимеры приобретают пластичность только при первичном нагревании, а затем, после первичного воздействия повышенной температуры, отверждаются и при повторном нагревании уже не переходят в пластическое состояние.

Приведем примеры некоторых природных и синтетических полимеров.

Природным полимером, входящим в древесину всех пород, является целлюлоза ($C_6H_{10}O_5$). К синтетическим полимерам, получаемым в результате реакции полимеризации, относятся поливинилацетат, поливинилхлорид, полиметилметакрилат, полипропилен, полистирол, полиэтилен и др. С помощью реакции поликонденсации получают фенолформальдегидные синтетические полимеры: крезолформальдегидные, резорцино-формальдегидные, карбамидные, полиэфирные, полиуретановые, эпоксидные, а также кремнийорганические полимеры.

В качестве технологических добавок к полимерам при производстве пластмасс могут служить следующие перечисленные ниже материалы

Наполнители придают пластмассам необходимые свойства, например, прочность, твердость и т.д., а также снижают их стоимость.

Пластификаторы повышают гибкость и эластичность пластмасс, снижают их хрупкость, повышают морозостойкость.

Стабилизаторы способствуют сохранению первоначальных физико-механических свойств пластмасс, т.е. снижают скорость процессов деструкции под влиянием различных факторов (температура, солнечная радиация и т.п.).

Красители придают пластмассам определенную окраску.

Антистатика снижают электризацию пластмасс.

Полимеры в чистом виде в технике практически не используют. Они содержат не менее 1-2 % технологических добавок.

Полимерными композиционными материалами, как правило, называют такие материалы, в полимерной матрице которых закономерно распределены усиливающие армирующие компоненты (усиливающий наполнитель).

Матрицей называется непрерывная полимерная фаза, в объеме которой распределены частицы наполнителя, имеющие четко выраженную границу с полимером.

Конструкционные пластмассы, применяемые в строительстве, представляют собой, главным образом, полимерные композиционные материалы.

Композитами являются, например, стеклопластики, углепластики, ферропластики и т.д.

Для армирования стеклопластиков служит стекловолокно или изделия из стекловолокна (стеклонити, стекложгуты, стеклоткани, стеклорогожи и т.п.). В строительстве тентовых и пневматических конструкций используют прорезиненные ткани, изготовленные на основе синтетического или природного волокна или пленки, армированные тканевыми сетками, изготовленными также на основе синтетического волокна. Таким образом, армирующие компоненты полимерных композитов в основном представляют собой природные, синтетические или искусственные волокна, продукты переработки древесины или других растений, имеющие волокнистое строение, а также некоторые другие материалы, изготовленные на основе перечисленных выше видов волокна. Элементы армирования закономерно распределяют в полимерной матрице, т.е. ориентируют. От ориентации волокон армирующих элементов в полимерной матрице зависят показатели прочности и упругих свойств полимерных композитов.

Различают следующие схемы структур армирования полимерных композитов (рис. 1.18.):

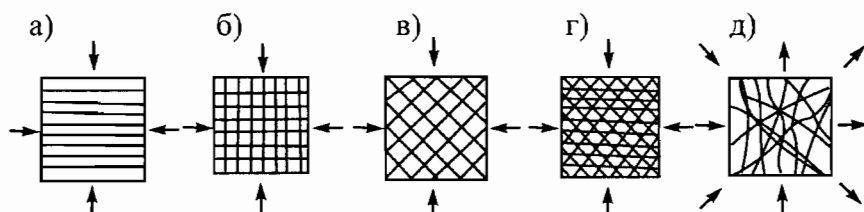


Рис. 1.18. Схемы структур армирования пластмасс:

а - однонаправленная; б - продольно-поперечная; в - косо-перекрестная;
г - комбинированная; д - равномерная

- **о д н о н а п р а в л е н н а я**, когда направление волокон совпадает с направлением расчетного усилия;

- **п р о д о л ь н о - п о п е р е ч н а я**, когда волокна направлены в двух взаимно перпендикулярных направлениях, совпадающих с направлениями расчетных усилий; при этом соотношение армирования в различных направлениях может быть как одинаковым, так и различным;

- **к о с о - п е р е к р е с т н а я**, когда волокна направлены под углом к направлению расчетных напряжений;

- **к о м б и н и р о в а н н а я**, когда волокна ориентируются в нескольких направлениях так, чтобы получить относительно равнопрочный материал;

- **р а в н о м е р н а я**, когда волокна ориентированы хаотично, как, например, у неориентированного стеклопластика.

Кроме конструкционных неармированных полимеров и полимерных композитов для изготовления пластмассовых конструкций могут быть использованы теплоизоляционные, звукоизоляционные, гидро- и пароизоляци-

онные полимерные материалы, а также синтетические клеи, причем в некоторых случаях эти материалы и клеи могут воспринимать расчетные усилия.

Пластмассы как конструкционные материалы обладают рядом положительных свойств, среди которых в отношении отдельных представителей следует особо выделить следующие:

- высокая прочность при всех видах напряженного состояния, в некоторых случаях превышающая прочность металлов (у стеклопластиков до 1000 МПа);

- малая плотность, составляющая от 20 до 2000 кг/м³;

- высокая стойкость к воздействию химических агрессивных сред;

- радиопрозрачность;

- антимагнетизм;

- высокие электроизоляционные;

- высокая биостойкость;

- простота переработки в изделие и т.д.

К недостаткам пластмасс следует отнести:

- высокую деформативность (низкий модуль упругости)

и ползучесть;

- снижение прочностных свойств при длительном воздействии нагрузок;

- старение, т.е. снижение прочностных и ряда других свойств под влиянием атмосферных воздействий;

- способность гореть с выделением токсичных газов;

1.2.2. Основные виды конструкционных пластмасс и области их применения

Материалы, армированные стекловолокном

Стеклопластики представляют собой пластмассы, состоящие из стекловолокнуистого наполнителя и связующего.

Для изготовления стеклопластиков используют либо штапельное волокно длиной от нескольких сантиметров до нескольких десятков сантиметров и диаметром 8...20 мкм, либо непрерывное стекловолокно неограниченной длины и диаметром 30...50 мкм, либо полуфабрикаты на основе стекловолокна: первичные стеклоткани (комплексы элементарных волокон), крученые нити, стеклошпон, стекложгуты, стеклоткани и т.д.

Пресс-материалы для производства пластмассовых изделий. Полуфабрикат, предназначенный для последующей переработки в пластмассовое изделие методом прямого или литьевого прессования и представляющий собой композицию из стекловолокнуистого наполнителя и полимерного связующего, называется пресс-материалом. Промышленность выпускает пресс-материалы СВМ, АГ-4С, АГ-4В и др.

СВМ представляет собой стекловолокнуистый анизотропный материал, получаемый из стеклошпона по методу горячего прессования. Стек-

лопластик СВАМ имеет высокий показатель анизотропии, так как в нем основная масса волокон является однонаправленной. Листовой СВАМ используется в качестве обшивок пластмассовых стеновых панелей и панелей покрытий, эксплуатирующихся, главным образом, в условиях воздействия химически агрессивных сред.

АГ-4С изготавливают по методу горячего прессования из полуфабрикатов в виде однонаправленных лент на основе крученых стеклонитей и синтетических смол. Этот пресс-материал имеет однонаправленную структуру. АГ-4С служит исходным сырьем для прессования крепежных элементов, например, цилиндрических нагелей, стеклопластиковой арматуры бетонных конструкций, профилей уголкового, швеллерного, таврового сечений.

Из пластмассовых изделий большое распространение в строительстве получили плоские и волнистые листы полиэфирного стеклопластика, которые выпускают как светопропускающими, так и непрозрачными; кроме того, они могут быть бесцветными или цветными.

Листы полиэфирного стеклопластика используют в качестве обшивок панелей покрытий и стеновых панелей, кровельного материала, ограждений балконов и лестниц.

Стеклотекстолит КАСТ-В изготавливается в виде плоских листов толщиной 0,5...35 мм. Он состоит из наполнителя в виде стеклоткани и связующего, в качестве которого используются фенолформальдегидные смолы. Материал имеет комбинированную структуру армирования. Стеклотекстолит КАСТ-В используется в качестве обшивок ограждающих конструкций стен и покрытий, эксплуатирующихся в условиях воздействия химически агрессивных сред. Из стеклотекстолита изготавливают также профили: уголки и швеллеры.

Прочностные и упругие характеристики стеклопластиков приведены в приложении 1.9.

Неармированные термопластичные полимерные материалы

Полиметилметакрилат (оргстекло) - прозрачная конструкционная пластмасса, представляющая собой термопластичный полимер. Полиметилметакрилат изготавливается в соответствии с ГОСТ 10667 и ГОСТ 7622. В строительстве используется, главным образом, подделочное оргстекло марок ПА и ПВ, плотность которого составляет 1,18...1,19 г/см³, светопропускание 90 %. Материал способен пропускать до 75 % ультрафиолетовых солнечных лучей. Он легко обрабатывается, сваривается и склеивается. Температура стеклования материала равна + 98°C, при температуре + 200°C он плавится, а затем начинает гореть.

Поликарбонаты - конструкционные пластмассы, представляющие собой термопластичные полимеры на основе полиэфиров угольной кислоты и диоксисоединений жирного ряда и ароматических рядов.

Поликарбонаты являются твердыми продуктами, характеризующимися высокой прочностью, ударной прочностью, стойкостью к воздействию

воды и водных растворов и ряда химически агрессивных сред., атмосферостойкостью и т.д.

Строительные материалы из поликарбонатов преимущественно изготавливают в виде светопрозрачных листов или многослойных плит, используемых для оконного остекления, устройства светопрозрачных фонарей, светопрозрачных покрытий, теплиц и т.д.

Поликарбонатные листы обладают высокой светопрозрачностью, составляющей 40...90 %, выпускаются различных цветов, могут изгибаться в холодном состоянии или при подогреве, склеиваться, легко монтируются и чистятся. Плотность материала составляет 1.2 г/см³. Диапазон рабочих температур лежит в пределах от - 45 до + 120°С.

Поливинилхлорид (винипласт) - конструкционная пластмасса, которая изготавливается в соответствии с ГОСТ 9639 в форме плоских или волнистых листов методом прессования или экструзии. Толщина листов составляет 2...20 мм, ширина - 500...650 мм и длина - 1300...15000 мм. Винипласт марки ВП является прозрачным, а марки ВН - непрозрачным материалом. Из винипласта изготавливают также профильные элементы и пленки. Плотность винипласта равна 1,4 г/см³. Прочностные и упругие характеристики оргстекла и винипласта приведены в прил. 1.9.

Тепло- и звукоизоляционные материалы на основе полимеров широко используют в качестве среднего слоя трехслойных панелей стен и плит покрытий. Они обладают малой плотностью, высокой прочностью, хорошими теплоизолирующими свойствами, стойкостью к воздействию химически агрессивных сред, к поражению домовыми и плесневыми грибами, низкой гигроскопичностью и т.д. Применение тепло- и звукоизоляционных материалов на основе полимеров в ограждающих конструкциях промышленного изготовления снижает вес и стоимость зданий, сокращает трудозатраты и сроки строительства.

Тепло- и звукоизоляционные материалы на основе полимеров по газонаполненной физической структуре условно подразделяют на три вида:

пенопласты, т.е. материалы пенистой (замкнуто-ячеистой) структуры, ячейки которых отделены друг от друга тонкими стенками (толщиной около 0,01 мм) и не сообщаются между собой. Пенопласты изготавливают из технически чистых полимеров, вводя порофоры, которые при нагревании или иницировании переходят в газообразное состояние, создавая в них ячейки. Обычно название пенопласта включает в себя название исходного полимера: пенополистирол, пенополивинилхлорид, пенополиуретан и т.д., исключение составляет мипора, т.е. пенопласт на основе мочевиноформальдегидного полимера. Плотность пенопластов составляет 0,03 - 0,55 т/м³.

Прочностные и упругие характеристики некоторых видов пенопластов приведены в прил. 1.9.

поропласты, т.е. материалы пористой структуры, ячейки и полости которых сообщаются между собой. Поропласты изготавливают на основе

тех же полимеров, из которых изготавливают пенопласты, однако технология изготовления у них иная. Поропласты отличаются от пенопластов более высоким влаго- и водопоглощением, повышенной теплопроводностью и пониженными электроизоляционными свойствами;

сотопласты, т.е. материалы с регулярно повторяющейся системой сквозных ячеек, направленных перпендикулярно к плоскости плиты или панели (рис. 1.19.)

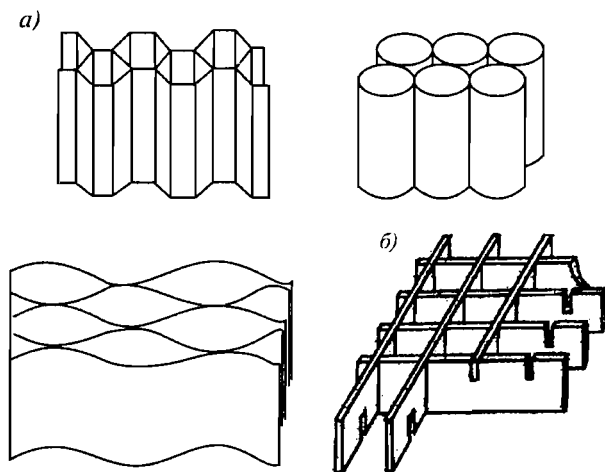


Рис. 1.19. Сотопласты

а - с пропитанными смолами бумажными или тканевыми сотами шестиугольной, волнистой и круглой формы; б - с сотами из жестких листовых материалов

Стенки ячеек изготавливают из различных материалов, например, из обычной бумаги, крафт- бумаги, ткани, стеклоткани, фанерного шпона и т.д. Сотопласты из гибких материалов изготавливают методом формования, при этом ленты гибкого материала соответствующей ширины предварительно пропитывают термореактивным полимером для повышения их жесткости, а затем складывают в пакет и склеивают, чередуя места склейки в смежных слоях пакета так, чтобы при последующем растяжении склеенного пакета в перпендикулярном направлении образовались соты по типу пчелиных сот.

Сотопласты из жестких листовых материалов изготавливают из нарезанных полос соответствующей ширины, в которых делают прорезы на 0,5 этой ширины, располагая их с шагом, равным размерам ячеек. В сотопласте полосы обычно расположены в двух взаимно перпендикулярных направлениях, их соединяют друг с другом, вставляя в соответствующие прорезы.

По упругим характеристикам тепло- и звукоизоляционные материалы на основе полимеров подразделяют на жесткие, полужесткие и эластичные.

Пластмассовые пленки и воздухонепроницаемые ткани в современном строительстве используют для пневматических конструкций.

Воздухонепроницаемые ткани, применяемые для изготовления оболочек, состоят из силовой основы, т.е. ткани (текстиля) в виде переплетения нитей, изготовленных из натурального, искусственного или синтетического волокна, и одного из двух защитных покрытий из синтетических материалов, наносимых соответственно на одну или на две поверхности тканевой основы. В современном строительстве пневматических конструкций наиболее часто используют ткани, изготовленные из нитей на основе синтетического волокна: полиамидного (капрон, нейлон, дедерон, перлон, силон, стилон и т.д.), полиэфирного (лавсан, лакрон, гризутен, диоулен, тревира и т.д.), полиакрилонитрильного (нитрон, орлон, дралон и т.д.) и поливинилспиртового (винол, винилон и т.д.). Кроме того, применяют искусственное волокно (вискозное, ацетатное, стеклянное), а также натуральное волокно: хлопок, лен и т.д. Основа может состоять из одного, двух или трех слоев текстиля, а пропитка может быть односторонней или двусторонней.

Ткани представляют собой анизотропные материалы, свойства которых во многом зависят от способа переплетения продольных (основных) и поперечных (уточных) нитей, а также от ряда других параметров. Силовую тканевую основу покрывают пленками из синтетических каучуков, хлорсульфированного полиэтилена, пластифицированного поливинилхлорида и др. термостойких и воздухонепроницаемых термопластов. Основные технические характеристики воздухонепроницаемых тканей отечественного производства приведены в табл. 1.4.

Для изготовления пневматических конструкций временного пользования и малых пролетов в некоторых случаях используют полиэтиленовые, полиамидные и полиэфирные пленки. Для повышения прочности и снижения деформативности пневматических конструкций синтетические пленки армируют тканевыми сетками из капрона, лавсана или стекловолокна. Пленки могут быть прозрачными, полупрозрачными или непрозрачными.

Элементы пневматических конструкций могут быть сшитыми нитками, клеешитыми, сварными и клеевыми.

1.2.3. Физико - механические свойства пластмасс

Длительное сопротивление пластмасс

На прочность пластмасс большое влияние оказывает длительность воздействия нагрузки. Характер длительного (долговременного) сопротивления пластмасс аналогичен характеру длительного сопротивления древесины.

Если напряжения в элементе не превышают определенного предела, то его деформации носят затухающий характер, а если напряжения пре-

Таблица 1.4.

Технические характеристики воздухопроницаемых тканей

Шифр Матери- ала	№ техничес- ких усло- вий	Артикул ткани	Вид покрытия	Цвет покрытия		Минималь- ная темпе- ратура эксплуатации, °С	Толщина мм	Масса кг/м ²	Сопротивление, кН/м ² **)			
				наруж- ного	внут- ренного				нормативное	по по основе	по по основе	расчетное
51-019	ТУ-38- 5-3-86-9	Капрон, параллельно дублированный, 56026	Натрийбута- диеновый каучук с полиизобути- леном	темно- серый	светло- серый	- 50	0,7	0,65	84	42	23,5	10,5
У-92	ТУ- 105659- 74	То же	То же	светло- серый	То же	- 50	0,7	0,70	84	42	23,5	10,5
У-93 23-М	то же МРТУ 38-5-60- 42-65	Капрон 56026 Капрон, параллельно дублированный, 56026	« - « Наирит	то же темно- серый	« - « светло- корич- невый	- 50 - 40	0,5 0,7	0,43 0,55	46 84	33 42	12,8 23,5	8,3 10,5
А-01	ТР 51- 50080	Капрон ТК-80-РО	То же	светло- серый	то же	- 35	1,0	0,80	80	90	22,5	22,5
Тентовый материал	ТУ 17- 21-86-76	Лавсан ЧДЛ-10-90	Поливинил- хлорид	синий	синий	- 40	0,7	0,70	60	50	16,9	12,5

*) - средняя температура наружного воздуха наиболее холодных суток;

**) - величины расчетных сопротивлений R определены по формуле $R = R_n K_{\text{дл}} K_{\text{ст}}$, где R_n - нормативные сопротивления материалов оболочек (определены по средним величинам прочности при одноосном растяжении полосок материала шириной 5см); $K_{\text{одн}}$ - коэффициент однородности, равный: 0,8 - по основе материала и 0,7 - по утку; $K_{\text{дл}}$ - коэффициент длительной прочности, равный 0,7; $K_{\text{ст}}$ - коэффициент старения, равный 0,5

восходят этот предел, то деформации со временем возрастают, и в конечном итоге пластмассовый элемент разрушается.

Максимальное напряжение $\sigma_{дл}$ от действия постоянной статической нагрузки, которое неограниченное время способен выдержать пластмассовый элемент, называется *пределом длительного сопротивления*.

Предел длительного сопротивления определяют для каждого вида пластмасс и для каждого напряженного состояния по кривой длительного сопротивления, которая строится по результатам кратковременных и длительных испытаний стандартных образцов.

Отношение $\kappa_{дл} = \sigma_{дл} / \sigma_{кр}$ длительного сопротивления к пределу прочности называется коэффициентом длительного сопротивления пластмассы.

В расчетах строительных элементов из пластмасс длительность действия нагрузки учитывается коэффициентом длительного сопротивления. Значения коэффициентов длительного сопротивления некоторых видов конструкционных пластмасс приведены в табл. 1.5.

Таблица 1.5.

Коэффициенты длительного сопротивления пластмасс $\kappa_{дл}$

Материал	$\kappa_{дл}$
Полиэфирные стеклопластики	0,2...0,4
Стеклопластик СВМ	0,6...0,7
Стеклопластик АГ-4С	0,75
Конструкционные термопласты	0,30
Воздухонепроницаемые капроновые ткани	0,50

Влияние повышенной влажности, повышенной температуры и атмосферных воздействий на прочность и деформативность пластмасс

Чистые полимеры после пребывания в воде, как правило, не меняют своих прочностных и упругих свойств, исключение составляют мочевиноформальдегидные полимеры. Однако содержащие наполнитель пластмассы после пребывания в воде меняют свои физико-механические свойства. Например, в стеклопластиках с наполнителем, изготовленным на основе бесщелочного алюмобор-силикатного стекла, изменение физико-механических свойств обусловлено следующими причинами:

1 - под влиянием изменения влажности изменяются физико-механические свойства стекловолокнистого наполнителя, причем эти изменения свойств носят обратимый характер; 2- при воздействии влаги происходит как механическое разрушение стекла, так и химическая деструкция стекла; 3- под влиянием влаги, адсорбированной в промежутках между стеклянными волокнами, уменьшается адгезия между стекловолокном и связующим. Наиболее сильно повышенная влажность сказывается на прочности и де-

формативности полиэфирных стеклопластиков, а меньше всего - на стеклопластиках с фенолформальдегидным связующим. Уменьшение водопоглощения стеклопластиков достигается обработкой стекловолокон гидрофобными составами.

Повышение температуры ухудшает прочностные и упругие свойства пластмасс. Следует отметить, что пластмассы обладают низкой теплопроводностью и удовлетворительно работают при температурах до $+60^{\circ}\text{C}$. При отрицательных температурах пластмассы становятся хрупкими.

Расчетные сопротивления материалов, эксплуатируемых в условиях воздействия атмосферной среды, повышенных температуры и влажности, определяют умножением соответствующих расчетных сопротивлений на коэффициенты условий работы:

$$R^t = Rm_t; \quad (1.8)$$

$$R^w = Rm_w; \quad (1.9)$$

$$R^{t,w} = Rm_t m_w; \quad (1.10)$$

$$R^f = Rm_f; \quad (1.11)$$

где R^t и m_t - расчетные сопротивления и коэффициенты условий работы материалов, эксплуатируемых при повышенных температурах; R^w и m_w - то же, при повышенной влажности; $R^{t,w}$ - расчетные сопротивления при повышенных температурах и влажности; R^f , m_f - то же в атмосферных условиях.

Коэффициенты условий работ пластмассовых конструкций, эксплуатирующихся при повышенной влажности, повышенной температуре и при атмосферных воздействиях, приведены в табл. 1.6., табл. 1.7. и табл. 1.8. Учет атмосферных и температурно-влажностных воздействий на модули упругости и сдвига материалов производится так же, как и для расчетных сопротивлений.

Таблица 1.6.

Коэффициенты условий работы стеклопластиков, эксплуатируемых в атмосферных условиях (m_f)

Материал	Коэффициенты к расчетным сопротивлениям для районов		Коэффициенты к длительным модулям упругости и сдвига для районов	
	средней полосы	южных	средней полосы	южных
Стеклопластик полиэфирный Листовой (плоский и волнистый)	0,75	0,65	0,85	0,8

Примечание. Приведенные коэффициенты условий работы учитывают при эксплуатации в атмосферных условиях

Деформативность полимерных материалов под нагрузкой при расчете строительных конструкций с применением пластмасс по деформациям характеризуется кратковременными и длительными модулями деформации и сдвига соответственно E_k и G_k , E и G . Значения E_k и G_k находят из кратковременных статических испытаний стандартных образцов как отношения приращения напряжения к приращению относительной деформации образца.

Длительные модули упругости и сдвига материалов определяются длительными статическими испытаниями стандартных образцов при уровне напряжения, равном расчетному длительному сопротивлению материала, как отношение напряжения к максимальной относительной деформации образца (при затухании деформаций ползучести).

Таблица 1.7.

Коэффициенты условий работы материалов в конструкциях, эксплуатируемых при повышенной влажности (m_w)

Материал	При длительном увлажнении	При длительном пребывании в условиях относительной влажности воздуха около 90 %
Стеклопластики СВМ, АГ-4, Стеклопластик полиэфирный листовой (плоский и волнистый)	0,7 0,5	0,85 0,75

Таблица 1.8.

Коэффициенты условий работы материалов в конструкциях, эксплуатируемых при повышенных температурах (m_t)

Материал	Коэффициент при температуре, °C			
	40		60	
	к расчетному сопротивлению	к длительному модулю упругости и сдвига	к расчетному сопротивлению	к длительному модулю упругости и сдвига
Стеклопластик полиэфирный Листовой (плоский и волнистый): при сжатии и растяжении	0,6	0,6	-	-
при изгибе	0,4	0,4	-	-
Стеклопластики СВМ, АГ-4	0,84	0,85	0,65	0,65

Примечание. 1. Коэффициент условий работы материалов в конструкциях, эксплуатирующихся при $t=20^\circ\text{C}$, принимается равным единице. 2. При промежуточных значениях коэффициенты условий работы материалов определяются интерполяцией. 3. Эксплуатация винилпласта при температуре ниже -10°C не рекомендуется вследствие хрупкости материала.

Раздел 2. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ КОНСТРУКЦИЙ

Глава 2.1. Основы расчета элементов конструкций по предельным состояниям

Элементы конструкций рассчитывают по методу предельных состояний.

Предельным называется такое состояние конструкции, за пределами которого она перестает удовлетворять эксплуатационным требованиям.

Для конструкций из дерева и пластмасс имеют значение два вида предельных состояний: 1) по несущей способности (прочности, устойчивости), 2) по деформациям (прогибам, перемещениям, углам поворота). Расчет по первому предельному состоянию производится на расчетные нагрузки. Расчет по второму предельному состоянию производится на нормативные нагрузки, т.е. без учета коэффициента надежности по нагрузке. Проф., д-р техн. наук Н.С. Стрелецкий сформулировал основной принцип всякого инженерного расчета, который состоит в обеспечении безопасной работы конструкций с учетом изменчивости свойств материалов, нагрузок и воздействий, геометрических характеристик конструкций, условий их работы, степени ответственности проектируемых объектов, а также с учетом фактора времени.

Для древесины, древесных материалов и пластмасс каждому виду напряженного состояния соответствуют прочностные характеристики, именуемые расчетными сопротивлениями, которые используют при расчете элементов КДиП по предельным состояниям первой группы. Для древесины и фанеры в СНиП II-25-80 /2, табл. 3 и 10/, для древесных плит в /3, табл. 12/ приведены значения расчетных сопротивлений.

Для древесины сосны (кроме веймутовой) и ели в зависимости от сорта и видов напряженного состояния расчетные сопротивления составляют:

- изгибу, сжатию и смятию вдоль волокон - для пиломатериалов (доска, брус, клееный элемент прямоугольной формы) в зависимости от ширины и высоты поперечного сечения деревянных элементов, для круглых лесоматериалов (бревно) - например, для древесины II-го сорта - от 13 до 16 МПа;

- растяжению вдоль волокон - только для древесины 2-го и 1-го сорта - для клееных элементов - 9 и 12 МПа, для неклееных - 7 и 10 МПа соответственно;

- смятию поперек волокон - в зависимости от вида смятия - по всей площади или местное (в узловых сопряжениях элементов, под шайбами) - 1.8 МПа, 3 МПа или 4 МПа;

- скалыванию вдоль волокон - при изгибе цельнодеревянных и клееных элементов, в лобовых врубках и клеевых соединениях - 1.5-2.4 МПа;

- скалыванию поперек волокон - 0.6-1.0 МПа;
- растяжению поперек волокон - 0.25-0.35 МПа.

Расчетные сопротивления древесины сосны (кроме веймутовой) и ели представлены в табл. 2.1 Приложения 1.

Для фанеры в табл. 2.2 Приложения 2 приведены значения расчетных сопротивлений фанеры клееной березовой, из древесины лиственницы, бакелизированной фанеры в зависимости от толщины листа и направления действия усилий по отношению к волокнам наружных слоев (вдоль, поперек, под 45 градусов). Расчетные сопротивления фанеры составляют:

- растяжению в плоскости листа - от 3 до 32 МПа;
- сжатию в плоскости листа - от 5 до 28 МПа;
- изгибу из плоскости листа - от 6.5 до 33 МПа;
- скалыванию в плоскости листа - от 0.6 до 1.8 МПа;
- срезу перпендикулярно плоскости листа - от 5 до 16 МПа.

Указанные величины именуются базовыми расчетными сопротивлениями [3], соответствующими нормальным температурно-влажностным условиям эксплуатации деревянных конструкций - при температуре $T < 35^{\circ}\text{C}$ и относительной влажности воздуха $\varphi < 75\%$. Влияние на прочность материалов эксплуатационных факторов, связанных с особенностями изготовления и работы конструкций в реальных условиях, учитывается умножением базовых расчетных сопротивлений на **коэффициенты условий работы** (см. табл. II.2 – II.7 Приложения II):

- m_n - учитывает применение в конструкциях пород древесины, отличных от базовых. Величина коэффициента зависит от породы древесины и вида напряженного состояния, принимает значения от 0.65 до 2;
- m_v - учитывает влияние влажностного режима эксплуатации конструкций. Принимает значения от 0.75 до 1;
- m_n - учитывает влияние режима нагружения конструкций, в т.ч. действия кратковременных и особых нагрузок. Принимает значения от 1.2 до 2.2;
- m_6 - для деревянных клееных элементов - учитывает влияние размеров поперечного сечения. Вводится к расчетным сопротивлениям изгибу и сжатию вдоль волокон. Величина коэффициента зависит от высоты поперечного сечения и принимает значения от 0.8 до 1;
- m_{cl} - для деревянных клееных элементов - учитывает влияние толщины слоев (досок) в составе многослойного блока клееной древесины. Вводится к расчетным сопротивлениям изгибу, сжатию вдоль волокон и скалыванию. Принимает значения от 0.95 до 1.1;
- m_{gn} - для гнутоклееных деревянных элементов - учитывает влияние начальных напряжений, возникающих на стадии изготовления конструкций. Вводится к расчетным сопротивлениям растяжению, изгибу и сжа-

тию. Величина коэффициента зависит от отношения радиуса кривизны клееного элемента к толщине слоя и принимает значения от 0.6 до 1;

· m_T - учитывает влияние температурного режима эксплуатации конструкций. Для конструкций, эксплуатируемых при установившейся температуре воздуха до + 35 °С, коэффициент $m_T = 1$, при температуре +50 °С - $m_T = 0.8$. Для промежуточных значений температуры коэффициент m_T принимают по интерполяции.

· m_d - учитывает влияние режима нагружения конструкций. Для конструкций, в которых напряжения в элементах, возникающие от постоянных и временных длительных нагрузок, превышают 80% суммарного напряжения от всех нагрузок, коэффициент $m_d = 0.8$. В остальных случаях $m_d = 1$;

· m_o - учитывает влияние концентрации напряжений в зоне ослабления в растянутых или в изгибаемых деревянных элементах. Для растянутых элементов с ослаблением в расчетном сечении, изгибаемых элементов из круглых лесоматериалов с подрезкой в расчетном сечении $m_o = 0.8$;

· m_a - учитывает влияние пропитки деревянных элементов защитными составами. Принимает значение 0.9 (см. п.3.2.к /2/).

Совместное действие нескольких факторов учитывается перемножением соответствующих коэффициентов условий работы:

$$R = [R] \times m_b \times m_T \times m_d \times m_o \times m_{cl} \times m_{гн} \times m_o \times m_a,$$

где R - расчетное сопротивление древесины с учетом эксплуатационных факторов; $[R]$ - базовое расчетное сопротивление (по табл. II.1 Приложения II или по табл. 3 /2/).

При расчете КДиП следует учитывать коэффициент надежности по ответственности γ_n :

- при I уровне ответственности - более 0,95, но не более 1,2;
- при II уровне ответственности $\gamma_n = 0,95$;
- при III уровне ответственности - менее 0,95, но не менее 0,8.

При расчете по второму предельному состоянию модуль упругости древесины принимают: вдоль волокон $E=10000$ МПа, поперек волокон $E_{90}=400$ МПа, а модуль сдвига относительно осей, направленных вдоль и поперек волокон, $G = 500$ МПа. Коэффициент Пуассона древесины поперек волокон при напряжениях, направленных вдоль волокон, принимают $\mu_{90;0} = 0,5$, а вдоль волокон при напряжениях, направленных поперек волокон, $\mu_{0;90} = 0,02$.

Для конструкций, которые находятся в различных условиях эксплуатации, подвергаются воздействию повышенной температуры, совместному воздействию постоянной и временной длительной нагрузок, модули упругости (E и G) умножаются на коэффициенты m_T , m_b , m_d . Кроме того, в /2/ предусматривается, что в случае расчета конструкций на устойчивость и по де-

формированной схеме модуль упругости древесины следует принимать $E'=300 R_c$, где R_c – расчетное сопротивление сжатию вдоль волокон. Физико-механические характеристики для различного вида пластмасс изложены в специальной литературе, а для основных из них приведены в разд. 1.2.

В связи с разнообразием пластических масс, обладающих различными по величине однотипными физико-механическими свойствами, расчет пластмассовых элементов в составе строительных конструкций на основные виды напряженного состояния принципиально производится по приведенным в разделах 2.2 - 2.8 формулам для деревянных элементов, но с учетом особенностей работы пластмассовых материалов в конкретных условиях эксплуатации. Данные для расчета пластмассовых элементов приведены в специальной литературе.

Глава 2.2. Центральное растяжение

Деревянные элементы, работающие на центральное растяжение, рассчитывают по наиболее ослабленному сечению:

$$\sigma_p = N / F_{нт} \leq R_p m_0. \quad (2.1)$$

Коэффициент $m_0=0,8$ учитывает концентрацию напряжений, которая возникает в местах ослаблений. При определении $F_{нт}$ необходимо учитывать волокнистую структуру древесины и взаимное расположение ослаблений.

Если считать, что площадь и жесткость древесины одинаковы, то в сечении 1-1 (рис.2.1) все волокна будут загружены одинаково. В первом отверстии у сечения 2-2 часть волокон будет перерезана, в связи с чем усилия с них перераспределятся на соседние волокна, в которых действующие усилия, естественно, возрастут. Распределение растягивающих напряжений в сечении 3-3 будет неравномерным. На расстоянии S между отверстиями эта неравномерность будет постепенно выравниваться. Однако, если расстояние S невелико, то выравнивания не произойдет, а так как в сечении 4-4, где находятся два отверстия, часть волокон ими будет также вырезана, то соседние пока сильно нагруженные волокна еще получат дополнительные усилия. В результате усилия в отдельных волокнах могут достичь их предела прочности на растяжение, что приведет к разрыву волокон, передаче усилий с них соседним волокнам и их последующему разрыву. Так как разрыв произойдет в наиболее слабых местах волокон и будет сопровождаться скалыванием по площадкам, соединяющим точки разрыва волокон, то разрушение элемента произойдет по зигзагу, как показано на рис.2.1.

Из изложенного следует, что при определении площади $F_{нт}$ надо учитывать расстояние S между соседними ослаблениями. В СНиП 2-25-80 /2/ в связи с этим устанавливается, что при определении $F_{нт}$ все ослабления, расположенные на участке длиной до 200 мм и положение которых по высоте

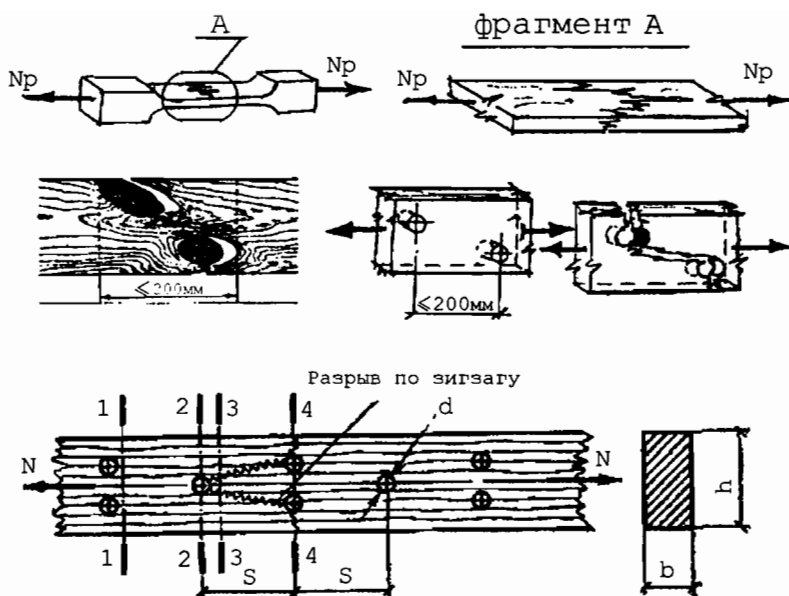


Рис. 2.1. Центральное растяжение элемента

поперечного сечения растянутых деревянных элементов не совпадает, следует принимать совмещенными в одном сечении.

Применительно к рис. 2.1 по этому требованию при $S \geq 200$ мм $F_{нт} = b(h-2d)$, а при $S < 200$ мм $F_{нт} = b(h-3d)$.

Глава 2.3. Центральное сжатие

Пластические свойства древесины при центральном сжатии проявляются значительно сильнее, чем при растяжении, поэтому при расчете на прочность ослабление учитывают только в рассчитываемом сечении, а при расчете на устойчивость, во-первых, особо учитывают зону работы древесины, в которой модуль упругости нельзя считать постоянным, и, во-вторых, принимают во внимание невозможность обеспечения при защемлении элемента угла поворота, равного нулю.

Расчет на прочность производят по формуле

$$\sigma_c = N / F_{нт} \leq R_c, \quad (2.2)$$

где N - действующее в элементе усилие; $F_{нт}$ -- площадь нетто в рассчитываемом сечении.

Расчет на прочность необходим главным образом для коротких стержней, для которых условно длина $l \leq 7\delta$, где δ - меньший из размеров поперечного сечения деревянных элементов. Более длинные элементы, не

закрепленные в поперечном направлении связями, следует рассчитывать на продольный изгиб, который состоит в потере гибким центрально сжатым прямым стержнем своей прямолинейной формы, что называется потерей устойчивости. Потеря устойчивости сопровождается искривлением оси стержня при напряжениях, меньших предела прочности. Устойчивость стержня определяют критической нагрузкой, теоретическое значение которой для абсолютно упругого стержня было в 1757 г. определено Эйлером формулой

$$N_{кр} = \pi^2 EJ / l_0^2, \quad (2.3)$$

где E - модуль упругости; J — минимальный момент инерции стержня; l_0 - расчетная длина стержня, зависящая от схемы опирания концов и распределения нагрузки по длине стержня, вычисляемая по формуле $l_0 = \mu_0 l$; l - свободная длина стержня; μ_0 - коэффициент, который принимают равным: 1) в случае загрузки продольными силами по концам стержня: при шарнирно-закрепленных концах, а также при шарнирном закреплении в промежуточных точках элемента 1; при одном шарнирно-закрепленном и другом защемленном конце 0,8; при одном защемленном и другом свободном нагруженном конце 2,2; при обоих защемленных концах 0,65; в случае распределенной равномерно по длине элемента продольной нагрузки: при обоих шарнирно-закрепленных концах 0,73; при одном защемленном и другом свободном конце 1,2.

Расчетную длину пересекающихся элементов, соединенных между собой в месте пересечения, следует принимать равной: при проверке устойчивости в плоскости конструкций — расстоянию от центра узла до точки пересечения элементов; при проверке устойчивости из плоскости конструкции:

а) в случае пересечения двух сжатых элементов - полной длине элемента;

б) в случае пересечения сжатого элемента с неработающим — значению l_1 , умноженному на коэффициент μ_0 :

$$\mu_0 = 1 / \sqrt{1 + \frac{l_1 \lambda_1^2 F_2}{l_2 \lambda_2^2 F_1}}, \quad (2.4)$$

где l_1, λ_1, F_1 - полная длина, гибкость и площадь поперечного сечения сжатого элемента; l_2, λ_2, F_2 — полная длина, гибкость и площадь поперечного сечения неработающего элемента.

Значение μ_0 следует принимать не менее 0,5;

в) в случае пересечения сжатого элемента с растянутым равной по величине силой — наибольшей длине сжатого элемента, измеряемой от центра узлов до точки пересечения элементов.

Разделим левую и правую части равенства (2.3) на площадь сечения F :

$$N_{кр} / F = \pi^2 EJ / Fl_0^2 .$$

Так как радиус инерции сечения $r = \sqrt{J/F}$, а гибкость сечения $\lambda = l_0 / r$, то после подстановки значений λ и r получим

$$\sigma_{кр} = \pi^2 E / \lambda^2 . \quad (2.5)$$

Известно, что коэффициент продольного изгиба φ является отношением критического напряжения к пределу прочности, т.е. поправочным коэффициентом, на который следует умножить предел прочности, чтобы получить критическое напряжение

$$\varphi = \sigma_{кр} / R_{пч} \quad (2.6)$$

В формуле (2.5) выразим $\sigma_{кр}$ через значение $\varphi R_{пч}$, тогда получим

$$\varphi = \pi^2 E / \lambda^2 R_{пч} .$$

Так как для абсолютно упругого материала $E = const$, а предел прочности материала без учета рассеяния для данного материала также постоянен, то можно считать, что

$$\pi^2 E / R_{пч} = A . \quad (2.7)$$

Окончательно будем иметь формулу для определения коэффициента продольного изгиба

$$\varphi = A / \lambda^2 . \quad (2.8)$$

Для каждого материала A имеет свое значение. В частности, для древесины $A=3000$, для фанеры $A=2500$, для полиэфирного стеклопластика $A=1097$; для органического стекла $A=580$ и т. д. В связи с тем, что древесина является упругопластическим материалом, ее модуль упругости можно считать постоянным только до предела пропорциональности. На рис.2.2 показана зависимость $\sigma - \epsilon$ при сжатии древесины, из которой видно, что за

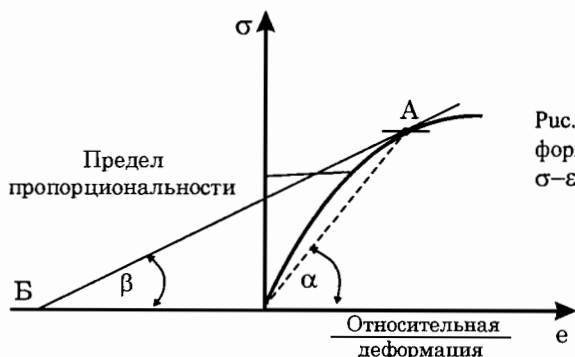


Рис. 2.2. Зависимость деформаций от напряжений $\sigma - \epsilon$ при сжатии древесины

пределом пропорциональности модуль упругости, характеризуемый углом наклона касательной к горизонтали, резко меняется.

Уравнение (2.8) является гиперболической кривой и называется гиперболой Эйлера. Если построить эту кривую, то будет видно (рис. 2.3), что при малых гибкостях, когда критическое напряжение превышает предел пропорциональности, коэффициент продольного изгиба получается больше 1, чего по существу быть не может.

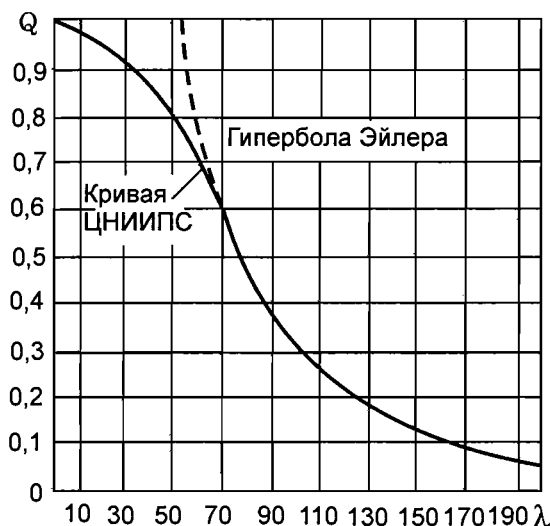


Рис. 2.3. Коэффициент продольного изгиба при различных гибкостях

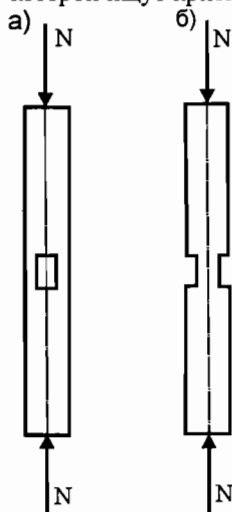
Вопросом расчета на продольный изгиб при работе стержня за пределом пропорциональности занимались многие ученые за рубежом, например, Энгессер, Карман, Тетмайер, а в России Ф.С. Ясинский, который обращал большое внимание на явление продольного изгиба за пределом упругой работы и указывал на необходимость в этом случае для каждого материала находить соответствующую экспериментальную кривую. В СССР такая работа для древесины была проведена ЦНИИПС. Для кривой ЦНИИПС Д. А. Кочетковым было подобрано аналитическое выражение, которое используется и в настоящее время:

$$\varphi = 1 - \alpha (\lambda / 100)^2. \quad (2.9)$$

Для древесины коэффициент $\alpha = 0,8$, для фанеры $\alpha = 1$. В точке $\lambda = 70$ кривая ЦНИИПС и гипербола Эйлера имеют общую касательную. Кривую ЦНИИПС используют при гибкостях 0 - 70, а формулу Эйлера при $\lambda > 70$. Формула Эйлера может быть распространена и за предел пропорциональности, если ввести в расчет приведенный модуль упругости $E_{кр}$, например, для прямоугольного сечения

$$E_x = 4E(\sqrt{E/E_\sigma} + 1)^2, \quad (2.10)$$

где E_σ — переменный модуль упругости, определяемый по экспериментальной диаграмме сжатия материала (см. рис. 2.2) в той ее точке, для которой ищут критическую гибкость.



$$E_\sigma = d\sigma / d\varepsilon = tg \beta.$$

Зная, как определить коэффициент продольного изгиба, расчет на продольный изгиб выполняют по формуле

$$\sigma_c = N / (\varphi F_{расч}) \leq R_c, \quad (2.11)$$

где $F_{расч}$ - расчетная площадь поперечного сечения элемента, которая принимается равной: 1) при ослаблениях, не выходящих на кромки (рис. 2.4, а): а) если их площадь не превышает 25% $F_{бр}$, то $F_{расч} = F_{бр}$; б) если площадь ослаблений превышает 25% $F_{бр}$, то $F_{расч} = 4/3 F_{нт}$; 2) при симметричных ослаблениях, выходящих на кромку (рис. 2.4, б), $F_{расч} = F_{нт}$. Здесь $F_{бр}$ - площадь сечения брутто, $F_{нт}$ - площадь сечения нетто.

Гибкость элементов конструкций не должна превышать значений, приведенных в табл. 2.1.

Рис. 2.4. Виды ослаблений элементов: а - не выходящие на кромку; б - выходящие на кромку

Таблица 2.1. Предельные гибкости элементов конструкций

Элементы конструкций	Предельная гибкость λ_{max}
Сжатые пояса, опорные раскосы и опорные стойки ферм, колонны.	120
Прочие сжатые элементы ферм и других сквозных конструкций	150
Сжатые элементы связей	200
Растянутые пояса ферм в вертикальной плоскости	150
Прочие растянутые элементы ферм и других сквозных конструкций	200
Для опор воздушных линий электропередачи	
Основные элементы (стойки, приставки, опорные раскосы)	150
Прочие элементы	175
Связи	250

Глава 2.4. Скалывание и смятие древесины

Скалывание древесины встречается, как правило, в сопряжениях деревянных элементов. Известно три вида скалывания - вдоль волокон, поперек волокон и под углом к волокнам.

Расчет древесины на скалывание производится по напряжениям, средним по площадке скалывания (см. раздел 2.1), по формуле

$$\tau_{\text{ск}} = T_{\text{ск}} / F_{\text{ск}} \leq R_{\text{ск.ср}}$$

где $\tau_{\text{ск}}$ - напряжения скалывания, средние по площадке, МПа; $T_{\text{ск}}$ - сила, вызывающая скалывание, Н; $R_{\text{ск.ср}}$ - расчетное сопротивление древесины скалыванию, среднее по площадке, МПа; $F_{\text{ск}}$ - площадь скалывания, мм².

Расчетное сопротивление древесины скалыванию, среднее по площадке

$$R_{\text{ск}}^{\text{ср}} = \frac{R_{\text{ск}}}{1 + \beta * \left(\frac{L_{\text{ск}}}{e}\right)}$$

где $R_{\text{ск}}$ - расчетное сопротивление древесины скалыванию вдоль волокон для максимального напряжения, МПа; $L_{\text{ск}}$ - длина площадки скалывания; e - плечо сил скалывания; $\beta = 0.25$ при односторонней схеме скалывания; $\beta = 0.125$ при промежуточной схеме скалывания. Расчетное сопротивление древесины скалыванию под углом к волокнам зависит от величины угла скалывания - с увеличением угла скалывания прочность древесины снижается. Расчетное сопротивление древесины скалыванию в диапазоне углов скалывания от 0 до 90 градусов определяется по следующей формуле:

$$R_{\text{ск}\alpha} = \frac{R_{\text{ск}}}{1 + \left(\frac{R_{\text{ск}}}{R_{\text{ск90}}} - 1\right) \sin^3 \alpha}$$

где $R_{\text{ск}}$ - расчетное сопротивление древесины скалыванию под углом α ; $R_{\text{ск}}$ - расчетное сопротивление древесины скалыванию вдоль волокон; $R_{\text{ск90}}$ - расчетное сопротивление древесины скалыванию поперек волокон.

Смятие древесины - явление сжатия на поверхности элемента.

Смятие древесины различают трех видов - вдоль волокон, поперек волокон и под углом к волокнам. Расчет древесины на смятие, независимо от вида, производится по формуле

$$\sigma_{\text{см}} = N_{\text{см}} / F_{\text{см}} \leq R_{\text{см}}$$

где $N_{\text{см}}$ - напряжения смятия, МПа; $N_{\text{см}}$ - сила, вызывающая смятие, Н; $F_{\text{см}}$ - площадь смятия, мм²; $R_{\text{см}}$ - расчетное сопротивление древесины смятию, МПа, с учетом вида смятия (вдоль волокон древесины, под углом к волокнам или поперек волокон).

При смятии древесины вдоль волокон, когда работа на смятие подобна работе на сжатие вдоль волокон, соответственно $R_{\text{см}} = R_c$. При смятии дре-

веса поперек волокон величина расчетного сопротивления зависит от вида смятия (см. раздел 2.1): при смятии по всей поверхности (при смятии деревянных подкладок и прокладок) $R_{см90} = 1.8$ МПа; при смятии на части длины по всей ширине (в опорных частях конструкций) $R_{см90} = 3$ МПа; при смятии на части длины и части ширины (например под шайбами) $R_{см90} = 4$ МПа. Работа древесины на смятие под углом к волокнам зависит от величины угла смятия - с увеличением угла смятия прочность древесины снижается, деформативность увеличивается. Расчетное сопротивление древесины смятию в диапазоне углов смятия от 0 до 90 градусов определяют по следующей формуле:

$$R_{сма} = \frac{R_{см}}{1 + \left(\frac{R_{см}}{R_{см90}} - 1 \right) \sin^3 \alpha}$$

где $R_{сма}$ - расчетное сопротивление древесины смятию под углом ;
 $R_{см}$ - расчетное сопротивление древесины смятию вдоль волокон; $R_{см90}$ - расчетное сопротивление древесины смятию поперек волокон.

Глава 2.5. Поперечный и косой изгиб

Изгибаемые элементы рассчитывают по первому и второму предельным состояниям, или на прочность и на прогиб. В расчете по первому предельному состоянию используют расчетную нагрузку, а при определении прогиба нормативную нагрузку, т. е. без учета коэффициента надежности по нагрузке.

Расчет деревянных элементов на изгиб по нормальным напряжениям производят приближенно. При более точном методе потребовался бы учет различных значений модулей упругости в сжатой и растянутой зонах (рис.2.5). Из этого рисунка видно, что в сжатой зоне развиваются большие пластические деформации, которые нарушают прямолинейность распределения нормальных напряжений по высоте сечения. Таким образом, нормальные напряжения определяют при двух допущениях: во-первых, считается, что модули упругости в растянутой и сжатой зонах равны, т.е. $E_c = E_p$, и, во-вторых, принимается прямолинейное распределение напряжений по высоте элемента, как это показано на рис.2.6.

При этих допущениях нормальные напряжения в элементах, обеспеченных от потери устойчивости плоской формы деформирования:

$$\sigma_{и} = M / (W_{нт} m_6) \leq R_{и} . \quad (2.12)$$

При определении $W_{нт}$ ослабления сечений, расположенные на участке длиной 200 мм, совмещаются в одно сечение; m_6 - коэффициент, учитывающий размеры сечения.

Прочность проверяют в сечении, где действуют наибольшие изгибные напряжения и, кроме того, в тех сечениях, в которых имеются ослабле-

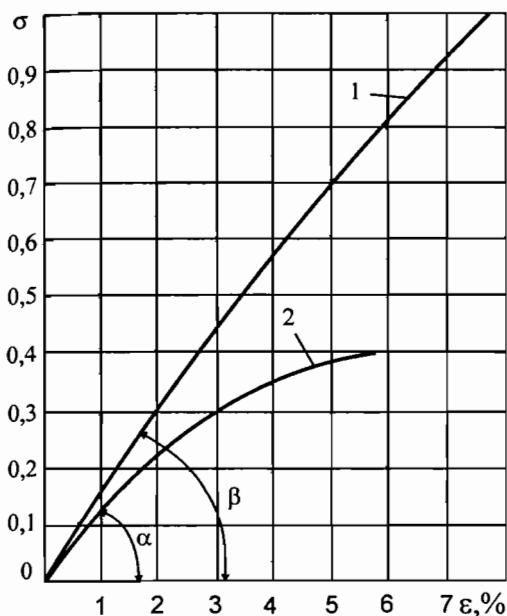


Рис. 2.5. Относительная приведенная (напряжения в долях от $\sigma_{пч}$, а деформации в %) диаграмма работы древесины при растяжении и сжатии: 1 - при растяжении (модуль упругости $\text{tg}\beta$); 2 - при сжатии (модуль упругости $\text{tg}\alpha$)

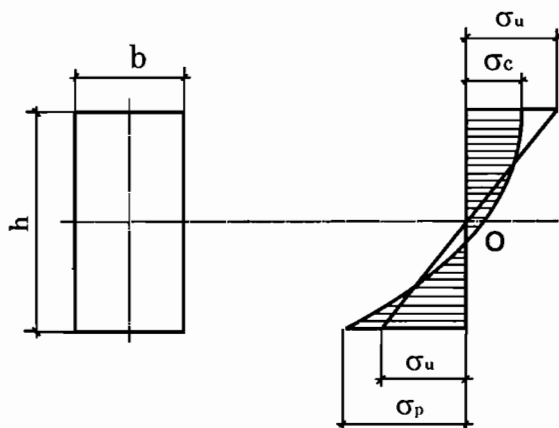


Рис. 2.6. Распределение нормальных напряжений по высоте поперечного сечения при поперечном изгибе балки

ния. При расчете бревен следует учитывать «сбег» бревна, который принимают 0,8 см на 1 м длины. Следует иметь в виду, что бревна обладают большей прочностью на изгиб, в связи с чем их расчетное сопротивление изгибу больше, чем у досок и брусьев. Это связано с тем, что в бревнах нет перерезанных волокон, которые даже при наличии косослоя имеют длину от одной опоры до другой и, кроме того, пороки имеют в бревнах меньшее влияние.

Известно, что Д. И. Журавским было установлено наличие в элементах, работающих на поперечный изгиб, не только нормальных, но также и

касательных напряжений, поэтому разрушение элемента может произойти как от нормальных, так и от касательных напряжений, в зависимости от того, какие из них раньше достигнут предела прочности. Касательные напряжения особенно опасны, например, при больших сосредоточенных грузах, расположенных недалеко от опор, или в балках двутаврового сечения.

В однопролетных элементах прямоугольного поперечного сечения, нагруженных равномерно распределенной нагрузкой, разрушение от касательных напряжений будет происходить при сравнительно небольшом отношении длины к высоте поперечного сечения.

Такие отношения можно установить следующим образом: так как

$$M_{\max} = ql^2/8; W = bh^2/6; Q = ql/2; S = bh^2/8 \text{ и } J = bh^3/12, \text{ то будем иметь:}$$

$$R_n = 6ql^2 / 8bh^2, \text{ откуда } b = 3ql^2 / 4h^2 R_n; \quad (2.13)$$

$$R_{ск} = 12qlbh^2 / 16b^2 h^3, \text{ откуда } b = 3ql / 4hR_{ск}. \quad (2.14)$$

Приравняв (2.13) к (2.14), после сокращения получим

$$l/h = R_n / R_{ск}. \quad (2.15)$$

Например, для пп. 1а, б, в (см. табл. 2.1, Приложения 2) получим значение отношений, показанных в таблице 2.2.

Таблица 2.2.

Отношение l/h для элементов прямоугольного сечения, нагруженных равномерно распределенной нагрузкой в однопролетных схемах, при котором дальнейшее уменьшение будет приводить к разрушению от касательных напряжений.

Характеристика элементов	Сорт древесины		
	I	II	III
Изгиб не клееных элементов:			
высотой до 50 см (кроме указанных в п.п. б,в)	7,78	8,12	5,31
шириной свыше 11 до 13 см	8,33	8,75	6,25
при высоте сечения свыше 11 до 50 см			
шириной свыше 13 см при высоте сечения свыше 13 до 50 см	8,89	9,37	6,87

На прочность от касательных напряжений проверяют по формуле

$$\tau = QS / bJ_{бр} \leq R_{ск}, \quad (2.16)$$

где Q - расчетная поперечная сила; S - статический момент брутто сдвигаемой части сечения относительно нейтральной оси; $J_{бр}$ - момент инерции брутто; b - ширина сечения; $R_{ск}$ - расчетное сопротивление сдвигу.

Помимо расчета на прочность изгибаемые элементы, особенно при их малой ширине, проверяют также на устойчивость плоской формы деформирования:

$$\sigma_{\text{н}} = M / (\varphi_{\text{м}} W_{\text{бр}}) \leq R_{\text{н}} \quad (2.17)$$

где M —максимальный изгибающий момент на рассматриваемом участке l_p ; W —момент сопротивления брутто; $\varphi_{\text{м}}$ — коэффициент устойчивости изгибаемых элементов, шарнирно закрепленных от смещения из плоскости изгиба и закрепленных от поворота в опорных сечениях, определяемый по формуле

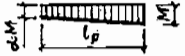
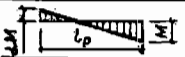
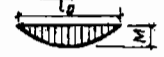
$$\varphi_{\text{м}} = 140 (b^2 / l_p h) k_{\text{ф}} k_{\text{нм}} ; \quad (2.18)$$

b, h - ширина и высота поперечного сечения элемента; l_p - расстояние между опорными сечениями элемента, а при закреплении сжатой кромки элемента в промежуточных точках от смещения из плоскости изгиба—расстояние между этими точками; $k_{\text{ф}}$ - коэффициент, зависящий от формы эпюры моментов на участке l_p и определяемый в соответствии с формулами, приведенными в табл. 2.3; $k_{\text{нм}}$ — коэффициент, который вводят при подкреплении из плоскости изгиба в промежуточных точках растянутой кромки элемента на участке l_p и определяют по формуле

$$k_{\text{нм}} = 1 + [0,142 l_p / h + 1,76 h / l_p + 1,4 \alpha_p - 1] m^2 / (m^2 + 1); \quad (2.19)$$

α_p - центральный угол, рад., определяющий участок l_p элемента кругового очертания (для прямолинейных элементов $\alpha_p = 0$); m - число подкреплённых (с одинаковым шагом) точек растянутой кромки на участке l_p (кроме крайних точек). При $m \geq 4$ значение $m^2 / (m^2 + 1)$ следует принимать 1.

Таблица 2.3

Форма эпюры моментов	$k_{\text{ф}}$	
	При закреплении только по концам участка l_p	При закреплении по концам и растянутой от момента M кромке
	1	1
	$1.75 - 0.75 \alpha$ $0 < \alpha \leq 1$	$\frac{3}{2 + \alpha}; 0 < \alpha \leq 1$
	$2 - (0.5 + \alpha)^2$ $-1 < \alpha \leq 0$	$\frac{3}{2 + \alpha}; -2 < \alpha \leq 0$
	$1.35 + 1.45 (C / l_p)^2$	$1.35 + 0.3 (C / l_p)$
	1,13	1,13
	2,54	2,32

Расчет по предельным состояниям второй группы (определение прогибов) ведется на действие *н о р м а т и в н ы х* нагрузок. Признаком пригодности конструкции к нормальной эксплуатации является выполнение условия:

$$f \leq f_u, \quad (2.20)$$

где f - расчетный (или фактический) прогиб деревянного элемента или конструкции; f_u - предельный прогиб, установленный нормами (см. табл. 2.5).

Проверку (2.20) необходимо производить исходя из эстетико-психологических (Э/П), конструктивных (К), технологических (Т), физиологических (Ф) требований. Проверка (2.20) выполняется по каждому требованию в отдельности. В зависимости от требований, по которым определяется значение расчетного прогиба f , принимаются расчетные ситуации и соответствующие им нагрузки.

Расчетные прогибы f определяются с учетом влияния ползучести, деформированной схемы, податливости узлов сопряжений, включения в работу смежных элементов по формуле

$$f = \frac{f_0}{k_n} [1 + c(h/l)^2],$$

где f_0 - расчетный прогиб деревянного элемента постоянного сечения высотой h без учета деформаций сдвига (см. формулу 2.21); h - наибольшая высота сечения; L - пролет балки; k_n - коэффициент, учитывающий влияние переменности высоты сечения; C - коэффициент, учитывающий влияние деформаций сдвига от поперечной силы.

Коэффициенты k_n и C представлены в таблице 2.4. Например, для балок постоянного сечения при равномерно распределенной нагрузке $k_n = 1$, $C = 19,2$.

Расчетные прогибы f_0 определяют как сумму расчетных прогибов $f_{дл}$ от постоянной и временной длительной нагрузок (с учетом ползучести) и расчетных прогибов $f_{кр.вр}$ от кратковременной нагрузки:

$$f_0 = f_{дл} + f_{кр.вр}, \quad (2.21)$$

в том числе

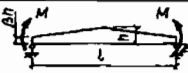
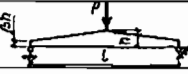
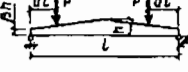
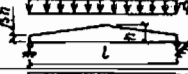
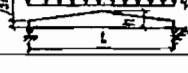
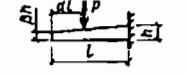
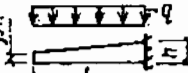
$$f_{дл} = k_m \cdot (M_{\max.дл} \cdot L^2) / (E_{др.дл} \cdot J),$$

$$f_{кр.вр} = k_m \cdot (M_{\max.кр} \cdot L^2) / (E_{др.кр} \cdot J),$$

где k_m - коэффициент, величина которого зависит от условий опирания изгибаемого элемента и схемы приложения нагрузок; $M_{\max.дл}$ - изгибающий момент от постоянной и временной длительной нагрузок, $E_{др.дл} = E_{др} \cdot m_d = 10000 \text{ МПа} \cdot 0.8 = 8000 \text{ МПа}$ (m_d - см. раздел 2.1); $M_{\max.кр}$ - изгибающий момент от кратковременной нагрузки, $E_{др.кр} = 10000 \text{ МПа}$.

Если в расчетной ситуации не учитывается кратковременное силовое воздействие на конструкцию, то $f_{кр.вр} = 0$.

Таблица 2.4

Поперечное сечение балки	Расчетная схема	К	С
Прямоугольное		β	0
То же		$0,23 + 0,77 \beta$	$16,4 + 7,6 \beta$
То же		$0,5 \alpha + (1 - 0,5 \alpha) \beta$	$[45 - 24\alpha \times (1 - \beta) + 3\beta] \times \frac{1}{3 - 4\alpha^2}$
То же		$0,15 + 0,85 \beta$	$15,4 + 3,8 \beta$
Двутавровое клефанерное		$0,4 + 0,6 \beta$	$(45,3 - 6,9 \beta) \gamma$
Прямоугольное		$0,23 + 0,77 \beta + 0,6\alpha(1 - \beta)$	$[8,2 + 2,4 \times (1 - \beta)\alpha + 3,8\beta] \times \frac{1}{(2 + \alpha)(1 - \alpha)} d$
То же		$0,35 + 0,65 \beta$	$5,4 + 2,6 \beta$

Примечание: γ - отношение площади поясов к площади стенки двутавровой балки (высоту стенки принимают между центрами тяжести поясов)

В таблице 2.5 представлены основные типы изгибаемых элементов, характерные для деревянных конструкций, предельные прогибы этих элементов, выраженные в долях пролета, и характеристики нагрузок, которые определяются соответствующей расчетной ситуацией.

Предельные прогибы элементов конструкций, не указанных в табл.2.5, следует принимать равными $L/150$. Для консольных элементов вместо L следует принимать удвоенную величину пролета. Прогибы элементов покрытия должны быть такими, чтобы уклон кровли сохранялся не менее $L/200$.

Формулы для определения предельных прогибов по физиологическим требованиям представлены в Приложении III.

Косой изгиб

Косым называется изгиб, при котором направление действия усилия не совпадает с направлением одной из главных осей поперечного сечения элемента (рис.2.7,а). В этом случае действующее усилие раскладывают по направлению главных осей сечения, затем находят изгибающие моменты, действующие в этих плоскостях.

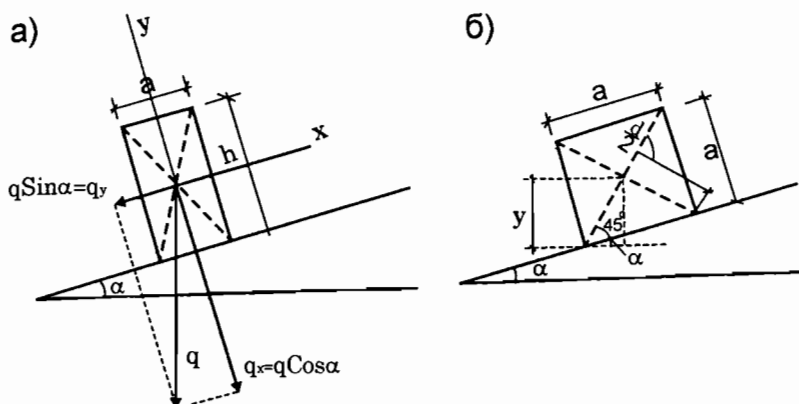


Рис. 2.7. Изгиб, при котором направление действия усилия не совпадает с направлением одной из главных осей поперечного сечения элемента

Нормальные напряжения находят по формуле

$$\sigma_n = M_x / W_x + M_y / W_y \leq R_n, \quad (2.22)$$

где M_x, M_y - изгибающие моменты, например, при равномерно распределенной нагрузке от q_x и q_y .

Полный прогиб равен геометрической сумме прогибов от усилий q_x и q_y :

$$f = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} \leq f_{\text{пред}}. \quad (2.23)$$

Для прямоугольного сечения наименьшее значение площади поперечного сечения при косом изгибе будет при условиях расчета: по прочности, если $h/b = \operatorname{ctg} \alpha$

по прогибу, если $h/b = \sqrt{\operatorname{ctg} \alpha}$.

Следует иметь в виду, что элемент, имеющий квадратное поперечное сечение, на косою изгиб не работает, так как он всегда деформируется в плоскости действия усилия. Однако формально напряжения в нем определяют по формуле косою изгиба:

$$\sigma_n = (M_x + M_y) / W \leq R_n. \quad (2.24)$$

Происходит это по следующей причине. Напишем основную формулу для определения напряжений при изгибе

$$\sigma_n = (M / J) y, \quad (2.25)$$

где J - момент инерции, являющийся для квадратного сечения постоянным для любой оси; y - расстояние от оси элемента до наиболее удаленной точки (рис.2.7,б) $y = (d/2) \sin(45 + \alpha)$.

Если учесть, что $d/2 = a/\sqrt{2}$; $\sin(45 + \alpha) = \sin 45 \cdot \cos \alpha + \cos 45 \cdot \sin \alpha$, то, подставив эти значения в формулу для y и произведя несложные вычисления, получим

$$y = a/2(\sin \alpha + \cos \alpha) \quad (2.26)$$

Подстановка значения y из (2.26) в формулу (2.25) даст формулу (2.24).

При косом изгибе увеличиваются размеры прогонов прямоугольного сечения, поэтому надо конструктивными мерами исключать работу элементов на косой изгиб. Так, например, применительно к кровельному покрытию можно исключить работу прогонов на косой изгиб, воспринимая скатную составляющую вспомогательными стропильными ногами, расположенными по прогонам и скрепленными с ними, а также соединенными друг с другом в коньке здания.

Глава 2.6. Сжато-изгибаемые элементы

Сжато-изгибаемыми элементами называются такие, на которые действует изгибающий момент и центрально приложенное продольное сжимающее усилие. Изгибающий момент может создаваться: а) внецентренно приложенной сжимающей силой, тогда элемент называют внецентренно сжатым, или б) поперечной нагрузкой. При расчете сжато-изгибаемых деревянных стержней применяют теорию краевых напряжений, предложенную проф., д-ром техн. наук К.С. Завриевым. В соответствии с этой теорией несущая способность стержня считается исчерпанной в тот момент, когда краевое напряжение сжатию делается равным расчетному сопротивлению.

Эта теория менее точная, чем теория устойчивости, однако она дает более простое решение и поэтому принята в действующих нормах проектирования СНиП II-25-80.

Так как жесткость стержня не является бесконечной, то он под влиянием изгибающего момента прогибается.

При этом центрально приложенная сжимающая сила теперь уже будет иметь эксцентриситет, равный деформации стержня от изгибающего момента, и таким образом создаст дополнительный изгибающий момент (рис.2.8). Появление дополнительного момента от нормальной силы увеличивает деформацию стержня, что приведет к еще большему возрастанию дополнительного момента. Такое наращивание дополнительного момента и прогибов будет некоторое время продолжаться, а потом затухнет.

Полный прогиб стержня и уравнение кривой неизвестно, поэтому непосредственно по формуле краевых напряжений нельзя найти эти напряжения.

$$\sigma_c = N/F + M_q/W + N * y_{\max}/W, \quad (2.27)$$

где M_q - изгибающий момент от поперечной нагрузки; y - деформация стержня.

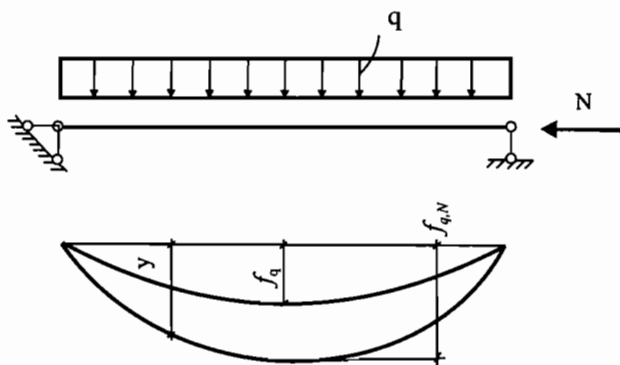


Рис. 2.8. Прогобы сжато-изгибаемого элемента: y - полный прогиб элемента при $x =$ от 0 до l ; f_q - максимальный прогиб элемента от поперечной нагрузки q ; $f_{q,N}$ - максимальный полный прогиб элемента с учетом дополнительного момента от продольной силы

Полный изгибающий момент стержня

$$M_x = M_q + N * y. \quad (2.28)$$

Так как в двух написанных уравнениях есть три неизвестных σ_c , y , M_x , то следует найти еще одно уравнение. Всякую кривую можно аналитически выразить в виде ряда, который при этом должен быть быстро сходящимся и удовлетворять крайним значениям. Таким является тригонометрический ряд

$$y = f_1 \sin \pi x / l + f_2 \sin 2\pi x / l + f_3 \sin 3\pi x / l + \dots$$

Геометрическая интерпретация ряда показана на рис. 2.9. Как видно, f_i есть максимальная ордината кривой каждого члена ряда.

При симметричной нагрузке первый член ряда дает точность, равную 95-97 %. Для упрощения решения будем считать нагрузку симметричной. Тогда можно ограничиться только первым членом ряда

$$y = f_1 \sin(\pi x / l). \quad (2.29)$$

Однако третье уравнение принесло четвертое неизвестное f_1 . Поэтому вспомним строительную механику, где было показано, что вторая производная y уравнения кривой деформирования равна изгибающему моменту, деленному на жесткость с обратным знаком, т.е.

$$d^2 y / dx^2 = -M_x / EJ. \quad (2.30)$$

Тогда после дифференцирования уравнения кривой получим

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = -f_1 \frac{\pi^2}{l^2} \sin \frac{\pi x}{l}. \quad (2.31)$$

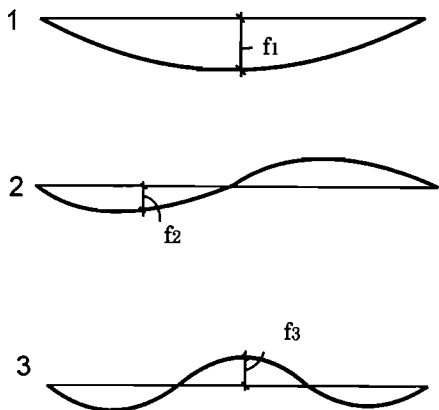
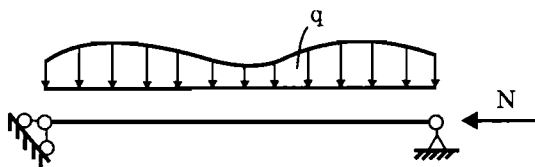


Рис. 2.9. Геометрическая интерпретация разложения в тригонометрический ряд $f \sin(n\pi x/l)$; 1, 2, 3 - номера членов ряда; f_1, f_2, f_3 - максимальные ординаты членов ряда

Приравняв значения (2.31) и (2.30), получим

$$\frac{M_x}{EJ} = f_1 \frac{\pi^2}{l^2} \sin \frac{\pi x}{l}. \quad (2.32)$$

Теперь значение M_x из (2.32) и y из (2.29) подставим в выражение (2.28) и после преобразования, имея в виду, что $\pi^2 EJ/l^2 = N_{кр}$, а $\sin(\pi x/l)$ при $x = l/2$, где при симметричной нагрузке будет находиться максимальная ордината прогиба $y_{\max} = f_1$, равен единице, получим, что

$$f_1 = M_q / (N_{кр} - N). \quad (2.33)$$

Найденная зависимость позволяет решить вопрос об определении напряжений. Для этого значение $f_1 = y_{\max}$ из (2.33) надо подставить в выражение (2.27):

$$\sigma_c = N/F + M_q/W + NM_q / (N_{кр} - N) W. \quad (2.34)$$

После преобразований и уточнения F и W на $F_{расч}$ и $W_{расч}$

$$\sigma_c = N/F_{расч} + M_q/W_{расч} (1 - N/N_{кр}). \quad (2.35)$$

Коэффициент, учитывающий дополнительный момент от продольной силы при деформации стержня, применим при значениях от 1 до 0,

$$\xi = 1 - N/N_{кр},$$

где $N_{кр} = \varphi RF_{бр}$, поэтому можно уравнение (2.35) написать в виде

$$\sigma_c = N / F_{\text{расч}} + M_{\text{деф}} / W_{\text{расч}} \leq R_c \quad (2.36)$$

$$\text{где } M_{\text{деф}} = M_q / \xi, \text{ а } \xi = 1 - \frac{\lambda^2 N}{3000 F_{\text{бр}} R_c}.$$

При несимметричном нагружении

$$M_{\text{деф}} = M_{\text{сим}} / \xi_{\text{сим}} + M_{\text{об.сим}} / \xi_{\text{об.сим}},$$

где $\xi_{\text{сим}}$ и $\xi_{\text{об.сим}}$ - коэффициенты, определяемые при значениях гибкостей, соответствующих симметричной и обратно симметричной формам продольного изгиба. В связи с тем, что значение φ при вычислении значения всегда определяется как $3000 / \lambda^2$, то при малых изгибных напряжениях $M_q / W_{\text{расч}}$, не превышающих 10% сжимающих напряжений $N / F_{\text{бр}}$, работа стержня будет близка к условиям продольного изгиба и формула (2.36) даст неправильный результат. В этом случае стержень надо рассчитывать на продольный изгиб без учета изгибающего момента по формуле (2.11). Поперечная сила сжато-изгибаемого элемента будет больше, чем у такого же элемента при наличии только поперечной нагрузки:

$$Q_{\text{сж.изг}} = \frac{d}{dx} \left(\frac{M_q}{\xi} \right) = \frac{1}{\xi} \frac{dM_q}{dx} = \frac{Q_q}{\xi} \quad (2.37)$$

При определении прогиба сжато-изгибаемого элемента следует также учитывать влияние дополнительного момента от продольной силы N , поэтому

$$f = \frac{f_0 [1 + c(h/l)^2]}{\xi} \quad (2.38)$$

Сжато изгибаемый элемент должен быть также проверен на устойчивость плоской формы деформирования по формуле

$$\frac{N}{\varphi_y R_c F_{\text{бр}}} + \left(\frac{M_{\text{деф}}}{\varphi_m R_n W_{\text{бр}}} \right)^n \leq 1, \quad (2.39)$$

где $F_{\text{бр}}$ - площадь брутто с максимальными размерами сечения элемента на участке l_p ; $W_{\text{бр}}$ - максимальный момент сопротивления брутто на участке l_p $n = 2$ для элементов без закрепления растянутой зоны из плоскости деформирования и $n = 1$ для элементов, имеющих такие закрепления; φ_y - коэффициент продольного изгиба, определяемый по формуле A / λ^2 для гибкости участка элемента расчетной длиной l_p из плоскости деформирования; φ_m - коэффициент, определяемый по формуле (2.18).

При наличии в элементе на участке l_p закреплений из плоскости деформирования со стороны растянутой от момента M кромки коэффициент φ_m следует умножать на коэффициент $k_{\text{пм}}$, определяемый по формуле (2.19), а коэффициент φ_y - на коэффициент по формуле

$$k_{aV} = 1 + \left[0,75 + 0,06 \left(\frac{l_p}{h} \right)^2 + 0,6\alpha_p \frac{l_p}{h} - 1 \right] \frac{m^2}{m^2 + 1}, \quad (2.40)$$

где a_p , l_p , h , m - имеют прежние значения, указанные при определении φ_m .

Глава 2.7. Растянuto-изгибаемые элементы

В растянуто-изгибаемых элементах кроме изгибающего момента действует центрально-приложенное усилие, которое растягивает стержень (рис. 2.10), т.е. направлено в обратную сторону по сравнению со сжато-изгибаемым элементом. Поэтому после прогиба стержня, вызванного изгибающим моментом, нормальное усилие будет создавать дополнительный момент противоположного знака и таким образом уменьшать основной момент. Так как на деревянные элементы при растяжении сильно влияют пороки древесины, снижая их прочность, то растянуто-изгибаемые элементы рассчитывают в запас прочности без учета дополнительного момента от продольных сил при деформации стержня по формуле

$$\sigma_p = \frac{N}{F_{нт}} + \frac{M_q R_p}{W_{нт} R_n} \leq R_p \quad (2.41)$$

где $F_{нт}$ - площадь сечения нетто; R_p , R_n - расчетные сопротивления растяжению и изгибу. При определении $W_{нт}$ ослабления, расположенные на участке элемента длиной 20 см, совмещаются в одно сечение. Не учитывается уменьшение прогиба от дополнительного момента также при проверке элемента по второму предельному состоянию.

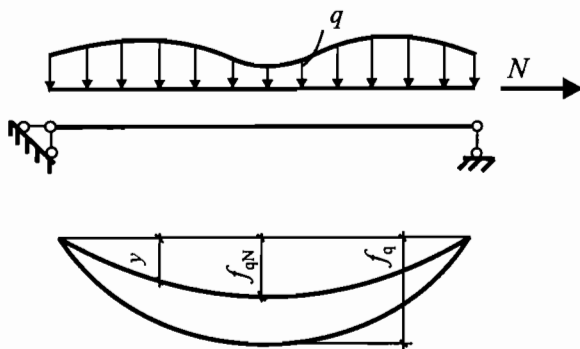


Рис. 2.10. Прогибы растянуто-изгибаемого элемента:

y - полный прогиб элемента при x от 0 до L ; f_q - максимальный прогиб элемента от поперечной нагрузки q ; $f_{q,N}$ - максимальный полный прогиб элемента с учетом дополнительного момента от продольной силы

Глава 2.8. Основные закономерности длительной прочности древесины и пластмасс

(проф., д.т.н. Ю.М. Иванов)

Так как прочность древесины и пластмасс зависит от фактора времени или, иначе, времени действия нагрузки, целесообразно рассмотреть их основные закономерности.

При испытании деревянных конструкций замечено, что разрушающая нагрузка в случае медленного нагружения меньше, чем в случае быстрого. То же самое наблюдается и при механических испытаниях древесины и пластмасс, в чем находит яркое проявление особенность прочностных свойств этих материалов, отличающая их от стали и бетона, у которых это общее свойство твердых тел выражено слабее. Этот фактор следует учитывать при назначении расчетных сопротивлений и определении расчетной несущей способности конструкций. Для обеспечения надежной работы последних необходимо уметь находить длительную прочность древесины и пластмасс. Рассмотрим имеющиеся экспериментальные данные для древесины.

Испытаниями образцов древесины длительной нагрузкой продолжительностью 5 лет и более, а также испытаниями возрастающей нагрузкой установлена линейная зависимость логарифма времени t , с, до разрушения от напряжения σ , МПа, характеризуемая уравнением

$$\lg t = \lg A - \alpha \sigma, \quad (2.42)$$

где A , α - постоянные при постоянной температуре.

Эта зависимость подтверждается данными многочисленных отечественных и зарубежных исследований при разнообразных условиях и разных породах древесины, плотности, влажности, видах напряженного состояния и режимах нагружения. По экспериментальным данным (рис. 2.11,а) опытные точки располагаются близко к прямой по уравнению (2.42) с доверительными интервалами 2–6 % и доверительной вероятностью 0,95 при испытаниях: длительной нагрузкой на изгиб древесины пихты (1); возрастающей нагрузкой на растяжение вдоль волокон лиственницы (2) и сжатие вдоль волокон сосны при влажности 15 % (3) и 30 % (4); ступенчатой нагрузкой на сдвиг при кручении трубчатых образцов пихты (5).

Прямая по уравнению (2.42) изображает длительную прочность рядового пиломатериала с доверительным интервалом 6 % при доверительной вероятности 0,90. Здесь для возрастающей нагрузки время t определено по продолжительности испытания t_1 из выражения $t = t_1/2,3(\lg A - \lg t)$ (нагружение ступенями при достаточном их числе приближенно можно приравнять испытанию с постоянной скоростью).

Возникает вопрос, какова природа разрушения твердых тел при действии напряжений, позволяющая выразить этот процесс с помощью уравнения (2.42) По современным представлениям это уравнение, которому подчиняются твердые тела, в том числе полимеры и полимерный композит, древесина, устанавливает связь между макроскопической прочностью твердых тел и их атомно-молекулярным строением через значения A и a :

$$A = \tau_0 e^{U_0/RT}; \quad \alpha = \gamma/2, 3RT,$$

где τ_0 – период тепловых колебаний атомов 10^{-13} с; U_0 – начальная энергия активации разрушения, равная потенциальному барьеру разрыва химических связей твердого тела, кДж/моль; R – характеристика теплового движения (газовая постоянная), кДж/(моль·град); T – температура, К; γ – структурно-чувствительный коэффициент, кДж/(моль·МПа).

Принципиальное значение этой связи состоит в том, что сопротивление твердого тела силовому воздействию определяется не только возникающим в теле напряжением, но и временем его действия и температурой. При действии постоянного напряжения в твердом теле время t до разрушения, согласно С.Н. Журкову, имеет выражение

$$t = \tau_0 e^{(U_0 - \gamma\sigma)/RT}, \quad (2.43)$$

т.е. здесь потенциальный барьер разрыва химических связей, определяемый числителем показателя степени $U_0 - \gamma\sigma$, снижен по сравнению с его величиной при отсутствии напряжения, т.е. U_0 . Очевидно, чем выше напряжение, тем короче время до разрушения, логарифм которого определяется выражением (2.42). Таким образом, существующее в напряженном теле динамическое равновесие между разрывами химических связей тепловым движением и их образованием здесь смещено в сторону преобладания разрывов. При этом и последующие стадии разрушения твердого тела, в которых происходит образование субмикроскопических трещин, определяются также, согласно С. Н. Журкову, описанной закономерностью.

Механика разрушения становится применимой здесь при слиянии субмикроскопических трещин и последующим образованием магистральной трещины в твердом теле, причем этот процесс существенно усложняется в анизотропном и волокнистом материале, каким является древесина.

При отсутствии напряжений (соответствует экстраполяции прямой по уравнению (2.42) на рис.2.11,а до $\sigma=0$) или достаточно низком их уровне имеет место указанное равновесие. Теоретическое время до разрушения, определяемое в этих случаях только всплесками теплового движения, весьма велико. Практически важно то, что в пределах сроков службы сооружений уравнения (2.42) и (2.43) позволяют прогнозировать длительную прочность твердых тел. Основой прогнозирования длительной прочности явля-

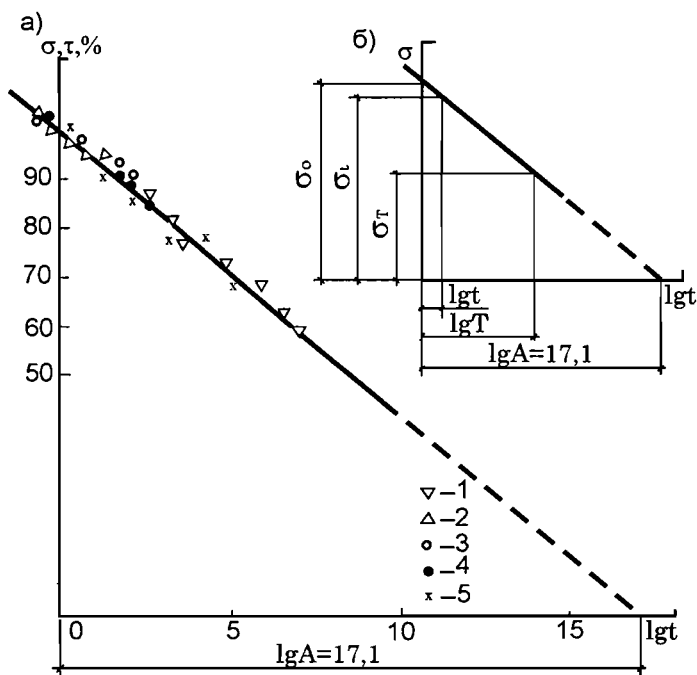


Рис. 2.11. Зависимость времени до разрушения от напряжения: а - экспериментальные данные об изменении прочности древесины во времени; б - прогнозирование длительной прочности древесины

ется отрезок $\lg A$, отсекаемый прямой по уравнению (2.42) на оси $\lg t$ (рис. 2.11,а) и определяемый параметрами разрыва химических связей: U_0 - для древесины (природная целлюлоза) 170 кДж/моль и $\lg \tau_0 = -13$ для многих полимеров и древесины, а также температурой T . Для древесины при обычной температуре (20 °С) $\lg A = 17,1$.

Из подобия треугольников (см. рис.2.11,б) имеем

$$\sigma_{\tau} / \sigma_t = (\lg A - \lg \tau) / (\lg A - \lg t),$$

где σ_{τ} - длительная прочность древесины для заданного периода T действия неизменного напряжения.

Располагая средними значениями разрушающего напряжения σ_t и t , полученными из испытаний кратковременной нагрузкой достаточного числа одинаковых образцов, найдем

$$\sigma_{\tau} = \sigma_t / K_1(t), \quad (2.44)$$

где $K_1(t) = (17,1 - \lg t) / (17,1 - \lg T)$ коэффициент длительной прочности древесины для заданного времени T .

Например, из испытаний стандартных образцов древесины сосны при влажности 15 % и 20 °С на сжатие вдоль волокон, т.е. при равномерном распределении напряжений, определены средние (из 12) значения $\sigma_t = 36,6$ МПа; $\lg t = 17,1$; для $T=50$ лет, $\lg T = 9,2$ и $K_1(t) = (15,39/7,90) = 1,95$, т.е. средняя длительная прочность древесины для срока действия неизменной нагрузки в течение 50 лет составляет $\approx 51,3\%$ от σ_t . Если порода, плотность, влажность, пороки строения древесины, абсолютные размеры (масштабный эффект), вид напряженного состояния проявляются в абсолютной величине прочностных показателей древесины, то относительное снижение ее прочности под длительным действием нагрузки от этих факторов не зависит. На этом положении базируется установление расчетных сопротивлений в деревянных конструкциях с учетом длительности действия нагрузки и оценка результатов испытания конструкций кратковременной нагрузкой до разрушения.

Применение к несущей способности конструкций изложенного метода прогнозирования длительной прочности древесины основано на выполнении требований, обеспечивающую необходимую надежность работы конструкции под нагрузкой. Это: 1) неизменность расчетной схемы конструкции в течение срока ее службы и необходимый уровень длительной несущей способности соединений элементов конструкции; 2) сохранение древесины и другими материалами, например, клеем в соединениях клееных конструкций, исходных качеств, которыми они обладали при изготовлении конструкции. Соблюдение первого условия контролируется расчетным анализом работы конструкции под нагрузкой в период ее эксплуатации с учетом прогнозирования длительной несущей способности и деформативности соединений ее элементов на основе экспериментальных данных. Второе требование обеспечивается защитными мерами против биоповреждений древесины, соответствующими условиям службы конструкции.

При выполнении перечисленных требований длительная несущая способность конструкции определяется свойствами ее основного материала - древесины и может прогнозироваться с помощью выражения (2.45) на основании результатов кратковременных испытаний опытных образцов конструкций. Испытания проводятся с точным выполнением временного режима нагружения и определением значения разрушающей нагрузки и времени t , т.е. продолжительности испытаний, приведенной к неизменному действию разрушающей нагрузки. При этом искомую длительную несущую способность испытаний конструкции I_t находят из выражения

$$I_t = I_r / K_u(t), \quad (2.45)$$

где $K_{u(t)} = B_1 - C_1 \lg t$; $B_1 = \lg A / (\lg A - \lg t)$; $C(B - 1) / \lg t$.

РАЗДЕЛ 3. СОЕДИНЕНИЯ ЭЛЕМЕНТОВ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ ДЕРЕВА И ПЛАТМАСС

Глава 3.1. Общие сведения

3.1.1. Основные виды соединений.

Появление новых видов и методов изготовления соединений элементов обусловило значительный прогресс в развитии деревянных конструкций. В современных деревянных конструкциях наряду с традиционными, вручную изготавливаемыми соединениями, применяют новые соединения усовершенствованного типа.

Применяемый для нужд строительства лесоматериал в виде бревен и пиломатериала имеет максимальные размеры поперечного сечения 25-28 см. и предельную длину 6.5 м. Вследствие ограниченности размеров дерева создание из него строительных конструкций больших пролетов или высоты невозможно без соединения отдельных элементов.

Соединения деревянных элементов для увеличения поперечного сечения конструкции называют сплачиванием, а для увеличения их продольной длины – сращиванием. Наряду со сплачиванием и сращиванием, деревянные элементы могут соединяться в узлах конструкций под различными углами.

Необходимость правильного решения соединений отдельных деревянных элементов для работы конструкции в целом объясняется еще и тем, что анизотропное строение древесины проявляет свои отрицательные качества в большей степени в местах соединений.

Развитие соединений деревянных конструкций ведет свою историю от древних деревянных сооружений. Одними из первых стали применяться соединения, в которых усилия передавались от одного элемента другому непосредственно через контактные поверхности и вызывали в основном напряжения смятия (лобовые врубки, упор и др.) Использование таких соединений вело к большому перерасходу древесины. Позже, благодаря применению в соединениях рабочих связей, удалось передавать большие растягивающие усилия. Наконец, важной ступенью развития отдельных элементов и деревянных конструкций в целом стало возникновение клеевых соединений. Этому способствовало создание новых отраслей химической промышленности по производству синтетических полимерных материалов и строительных клеев на их основе.

Применение того или другого вида соединений определяется видом всей конструкции, в некоторых случаях можно использовать различные виды соединений в одной конструкции.

Преимущество цельной древесины по стоимости по сравнению с клееной делает целесообразным ее применение практически во всех случаях, где позволяют запасы природной древесины или возможно ее использо-

вание на обычных (не клееных) соединениях. Применение дощато-клееных конструкций рационально в тех случаях, когда требуется большое поперечное сечение элементов, когда необходимо свести к минимуму количество металлических вкладышей, для увеличения огнестойкости, уменьшения воздействия химически агрессивных сред или в случае, когда предъявляются особые требования к архитектурной выразительности сооружения. Фанера, древесностружечные и древесноволокнистые плиты и другие листовые материалы применяют в качестве обшивок и присоединяют к деревянному каркасу клеем или различными рабочими связями.

Соединения элементов деревянных конструкций по способу передачи усилий разделяются на следующие виды: 1) соединения, в которых усилия передаются непосредственно упором контактных поверхностей соединяемых элементов, например, примыканием в опорных частях элементов, врубкой и т.д.; 2) соединения на механических связях; 3) соединения на клеях.

Механическими в соединениях деревянных конструкций называют рабочие связи различных видов из твердых пород древесины, стали, различных сплавов или пластмасс, которые могут вставляться, врезаться, ввинчиваться или запрессовываться в тело древесины соединяемых элементов. К механическим связям, наиболее широко применяемым в современных деревянных конструкциях, относятся шпонки, нагели, болты, глухари, гвозди, шурупы, шайбы шпоночного типа, нагельные пластинки и металлические зубчатые пластинки. Использование механических связей усовершенствованного типа расширяет возможность применения конструкций из цельной древесины, а также упрощает сборку клееных конструкций на строительной площадке. Передача сил в соединениях с механическими связями происходит от одного элемента другому через отдельные точки (дискретно). Распределение силы по поверхности контакта и в глубину элемента зависит от вида механических связей.

3.1.2. Требования, предъявляемые к соединениям

Несущая способность и деформативность деревянных конструкций зависит от применяемых соединений. Соединения следует конструировать так, чтобы компенсировать природную хрупкость древесины соединяемых элементов при растяжении и скалывании, вязкой работой их соединений.

Так, соединение растянутых деревянных элементов, как правило, связано с их местным ослаблением. В ослабленном сечении растянутых деревянных элементов наблюдается концентрация опасных местных напряжений. В соединениях растянутых деревянных элементов наибольшую опасность представляют напряжения, вызывающие скалывание и раскалывание древесины, поскольку это приводит к хрупкому разрушению соединений. Вероятность разрушения соединений увеличивается, если в древесине соединяемых элементов возникают напряжения, вызванные усушкой.

Скалывание и разрыв вдоль и поперек волокон относятся к хрупким видам работы древесины. В отличие от работы конструкционных пластмасс, в древесине не происходит в этих случаях пластического выравнивания напряжений. Для того, чтобы уменьшить опасность хрупкого разрушения от скалывания или разрыва в растянутых элементах деревянных конструкций, природную хрупкость древесины можно уменьшить вязкой работой их соединений. К наиболее вязким видам работы древесины относится смятие. Требование вязкости, предъявляемое к работе соединений всех видов элементов деревянных конструкций, сводится к требованию обеспечения выравнивания напряжений в параллельно работающих брусках или досках путем использования вязкой работы древесины на смятие, прежде чем могло бы произойти хрупкое разрушение от разрыва или скалывания.

Для придания вязкости соединениям растянутых деревянных элементов, как правило, используют принцип дробности, позволяющий избежать опасности скалывания древесины увеличением площади скалывания. К примеру, применение вместо одной сосредоточенно установленной связи (чрезмерно жесткой для досок толщиной 5 см) нескольких рассредоточенных (дробно) установленных вязко-податливых связей при одинаковой затрате стали увеличивают эксплуатационный ресурс соединения (рис. 3.1).

Вязкость работы соединений сжатых деревянных элементов обеспечивается вязкой работой древесины на смятие. В сжатых стыках, решаемых простым лобовым упором, не приходится опасаться хрупкого разрушения древесины, если приняты меры, предотвращающие раскалывание древесины поперек волокон.

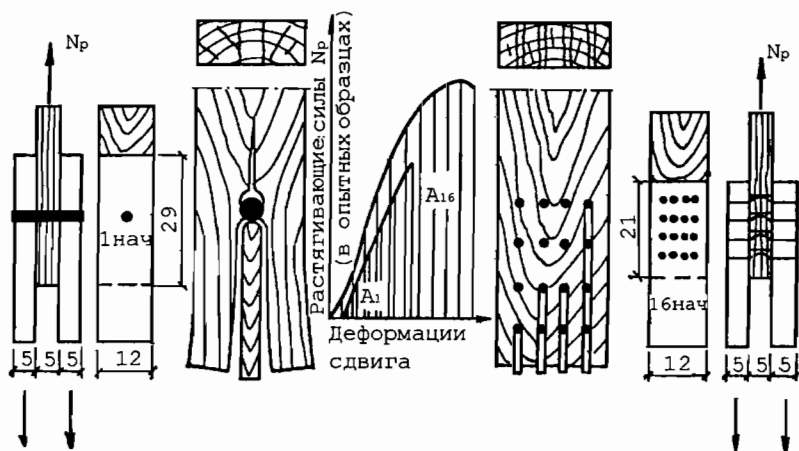


Рис. 3.1. Проявление принципа дробности в работе стыкового соединения растянутых досок (5X12) при замене одного стального нагеля диаметром 25 мм 16 тонкими нагелями диаметром 6 мм

Соединения следует выполнять плотно, без зазоров между смежными частями соединяемых элементов, чтобы рыхлые деформации соединений были минимальными.

3.1.3. Основные положения расчета соединений

Соединения деревянных конструкций рассчитывают по методу предельных состояний. Для обеспечения безопасной работы соединения необходимо, чтобы расчетное усилие, действующее на соединение, не превышало несущей способности соединения. Сложное напряженное состояние в соединениях, возникающее из-за наложения различных напряжений, требует определения несущей способности соединения исходя из нескольких условий. Несущая способность соединения определяется расчетом соединяемых элементов на смятие и скалывание с учетом угла между силой и направлением волокон в древесине. Кроме клеевых, соединения элементов деревянных конструкций практически невозможно сделать жесткими, поэтому при расчете деревянных конструкций необходимо учитывать податливость их соединений.

Из опыта эксплуатации деревянных зданий и сооружений, предельный относительный сдвиг между соединяемыми элементами ограничивается величиной 1,5-2 мм. Усилие, которое вызывает предельный сдвиг, принимают за несущую способность соединения, если оно меньше несущей способности соединения, определенной из условий смятия и скалывания. Клеевые соединения при расчете конструкций следует рассматривать как неподатливые.

Передача сил от одного соединяемого элемента другому осуществляется непосредственно через поверхность их контакта или через рабочие связи. Многочисленные исследования показали неэффективность применения в одном соединении различных типов рабочих связей, например, болтов и гвоздей. Увеличение несущей способности соединения без изменения площади контакта соединяемых элементов может быть достигнуто установкой накладок на нагелях, клеевыми соединениями и др. Сравнение различных соединений на примере растянутого симметричного стыка (табл.3.1) показывает, что наибольшей несущей способностью, приведенной к единице контактной поверхности, обладает клеевой шов. Наибольшую несущую способность среди других соединений имеют нагели небольшого диаметра (до 5 мм), устанавливаемые в предварительно рассверленные отверстия с шагом, принятым как и для цилиндрических нагелей. Однако следует учитывать ослабления растянутых деревянных элементов отверстиями под нагели.

Расчет соединений сводится к определению действующих на них усилий и сравнению их с несущей способностью соединений T .

Расчетную несущую способность соединений, работающих на смятие и скалывание, следует определять по формулам:

а) из условий смятия древесины

$$T = R_{CM\alpha} F_{cm}$$

б) из условия скалывания древесины

$$T = R_{cp}^{ck} F_{ck}$$

где F_{cm} – расчетная площадь смятия; F_{ck} – расчетная площадь скалывания; $R_{CM\alpha}$ – расчетное сопротивление древесины смятию под углом α к направлению волокон; R_{cp}^{ck} – расчетное среднее по площадке скалывания сопротивление древесины скалыванию сквдоль волокон, определяемое в свою очередь по формуле:

$$R_{cp}^{ck} = R_{ck} / [1 + \beta(L_{ck}/e)].$$

Здесь R_{ck} – расчетное сопротивление древесины скалыванию вдоль волокон (при расчете по максимальному напряжению), приведенное в нормах; L_{ck} – расчетная длина плоскости скалывания; e – плечо сил скалывания; β – коэффициент учитывает неравномерность распределения напряжений скалывания и зависит от вида скалывания.

Таблица 3.1. Несущая способность соединений растянутых деревянных элементов с различными рабочими связями на примере растянутого стыка



Вид рабочих связей	Эскиз	Несущая способность на единицу площади контакта, Н/см ²
Двухсрезные шайбы шпоночного типа системы Гека диаметром 50 мм		58,3
Однорядовые шайбы шпоночного типа системы Гека диаметром 115 мм		48,9
Цилиндрические нагели в три ряда 15 шт. диаметром 12 мм		89,6
Цилиндрические нагели в два ряда 8 шт. диаметром 16 мм		75,6
Гвозди односрезные 2х80 шт. диаметром 4,6 мм, L=130 мм в пять рядов		33,8
Гвозди двухсрезные 36 шт. диаметром 7,6 мм, L=260 мм в три ряда		27
Проволочные нагели в предварительно просверленных гнездах 2х65 шт. диаметром 4,6 мм, L=130 мм в пять рядов		89,9
То же, двухсрезные 27 шт. диаметром 7,6 мм, L=260 мм в три ряда		76
Клеевые соединения		≥ 90

Если площадка скалывания располагается по одну сторону от места приложения сил, то имеет место одностороннее скалывание, при котором скалывающие напряжения концентрируются в начале скалывания. Эпюра τ имеет несимметричное очертание, приближающееся к треугольному. В этом случае коэффициент $\beta = 0,25$.

При промежуточном скалывании площадка скалывания располагается между местами приложения сил (рис.3.2). В этом случае наблюдается меньшая концентрация скалывающих напряжений. Для промежуточного скалывания $\beta = 0,125$.

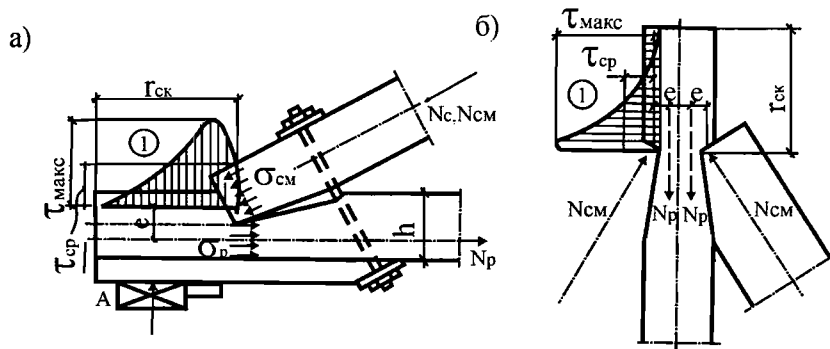


Рис. 3.2. Зависимость среднего расчетного сопротивления скалыванию в соединениях: а - при врубке с одной стороны; в - то же, с обеих сторон

Увеличение длины площадки скалывания за пределами десяти глубин врезки в расчете на скалывание не учитывается, поскольку при допуске нормами косослое скалывание может произойти по длине $l_{\text{ск}} = 10h_{\text{вр}}$ и при большей длине запроектированной площадки скалывания. Для того чтобы уменьшить опасное влияние растягивающих напряжений поперек волокон и торцевых усушечных трещин на несущую способность соединения, длина площадки скалывания должна быть не менее $l_{\text{ск}} \geq 3e$. Во всех случаях требуется обеспечение прижима скалываемой части.

В промежуточных узлах сквозных деревянных конструкций глубина врубок не должна превышать $1/4$ полной высоты или толщины элемента. В опорных узлах глубина врубки не должна превышать $1/3$ полной высоты бруса. Минимальная глубина врубки должна быть не менее: для брусьев 2 см.; для бревен 3 см.

Силы трения между соединяемыми элементами, которые оказывают разгружающее действие, в расчете соединений элементов деревянных конструкций не должны учитываться, за исключением случаев однократного, кратковременного (при аварии и монтаже) действия прижимающих сил.

Глава 3.2. Соединения деревянных элементов без рабочих связей

3.2.1. Контактные соединения деревянных элементов в узлах каркаса

Под контактными соединениями деревянных элементов подразумевают соединения, в которых усилия от одного элемента другому передаются через их соответственно обработанные и опиленные контактные поверхности. Дополнительно поставленные в таких соединениях рабочие связи несут обычно функции фиксации отдельных элементов или служат аварийными связями, включающимися в работу при разрушении соединений.

При контактных соединениях деревянных элементов в местах примыканий между собой и с элементами из других строительных материалов решающим оказывается работа древесины на смятие.

Значительным преимуществом решения соединений деревянных элементов простым опиранием одних на другие является незначительное влияние на их работу деформаций древесины при колебаниях температурно-влажностного режима в период эксплуатации конструкции, особенно если силы сжатия соединяемых деревянных элементов направлены вдоль волокон.

Контактные соединения со сжатием перпендикулярно к волокнам встречаются в соединениях стоек в местах примыкания к горизонтальным ригелям, опираний прогонов, балок, ферм на стены и т.д. (рис.3.3.а, б). В этих случаях расчет соединений сводится к определению напряжений смятия по контактным поверхностям в деревянном элементе, в котором силы сжатия приложены перпендикулярно к волокнам, и сравнению их с соответствующим расчетным сопротивлением. Поскольку сопротивление древесины на смятие поперек волокон незначительно, то при действии больших усилий часто приходится увеличивать опорные площадки или контактные поверхности соединяемых элементов.

Площадка контакта для распределения усилий сжатия на большую поверхность может быть увеличена с помощью подкладок из твердых пород древесины, имеющих повышенное сопротивление смятию поперек волокон (рис.3.3 в) или подкладок из металлических профилей (рис.3.3, г), а также деревянными вставками в опорные части стоек (рис.3.3, д).

Если опорную площадь нельзя увеличить по каким-то конструктивным соображениям, то для поднятия сопротивляемости древесины смятию в этой части применяют различные накладки, например, из фанеры, прикрепляемые к боковым граням нагелями или клеями (рис.3.4, а). Эффект повышения сопротивляемости смятию в этом случае достигается не только вследствие увеличения площади опирания, сколько передачей и распределением усилий с помощью накладок на массив элемента.

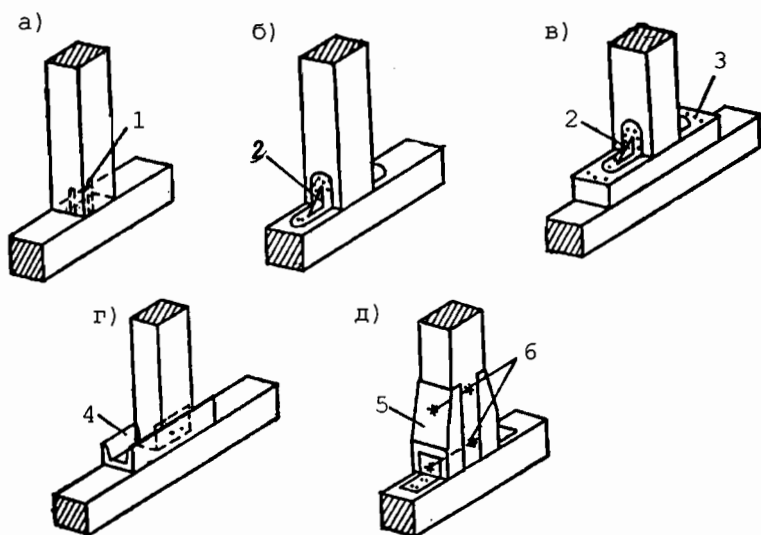


Рис. 3.3. Опираие стоек на горизонтальный деревянный элемент: а - фиксированный с помощью цилиндрических нагелей (1); б - то же, металлическими уголками (2); в - с подкладкой из твердых пород древесины (3); г - то же, из стального швеллера (4); д - с деревянными вставками (5) на болтах (6)

Заслуживает внимания и дальнейшей проработки предложенный в нашей стране вариант усиления клееных балок в опорной части (рис.3.4 б). Суть этого метода состоит в том, что в опорной части дощато-клееных балок большого поперечного сечения выпиливается уголок под углом 45° , а затем после разворота на 90° вклеивается обратно. В результате опорная площадка балки работает и должна быть проверена на смятие вдоль волокон, клеевой шов — на срез, а древесина по шву — на смятие по углом 45° к волокнам.

Контактные соединения деревянных элементов с действием сил вдоль волокон имеются, например, при наращивании по длине (рис. 3.5). В этом случае сопротивление смятию вдоль волокон максимально и совпадает с сопротивлением сжатию вдоль волокон. Однако при этом возникает опасность взаимопрокидывания деревянных элементов из-за того, что более плотные слои древесины в одном элементе будут продавливать менее плотные слои в другом. В результате этого может произойти деформация древесины в торцах.

Концы соединяемых элементов должны быть точно совмещены и приторцованы. Чтобы предотвратить смещение концов элементов, устанавливают цилиндрические нагели в торцах или боковые накладки (см. рис.3.5).

Рис.3.4. Усиление опорных частей клееных балок: а - фанерными накладками; б - клееной вставкой

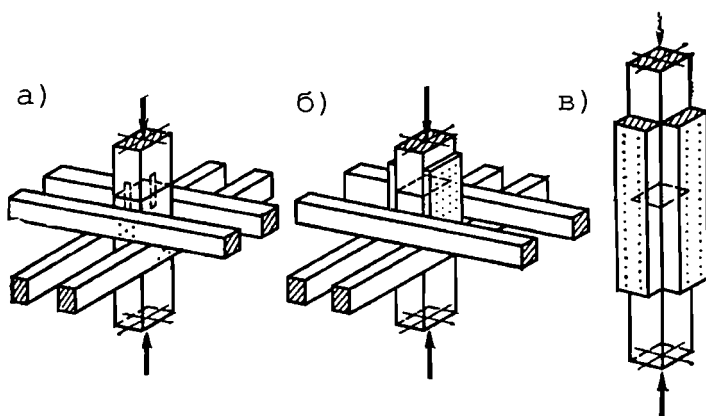
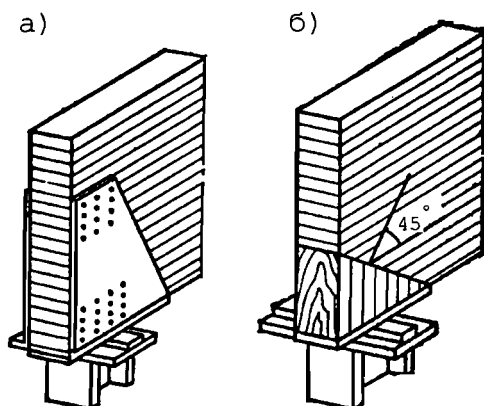


Рис.3.5. Нарастивание стоек по длине: а - с фиксацией торцов с помощью цилиндрических нагелей; б - то же, фанерными накладками; в - промежуточный стык стоек с деревянными накладками

Поскольку размеры поперечного сечения сжатых стоек принимают из расчета на продольный изгиб, этой площади бывает вполне достаточно для восприятия напряжений смятия вдоль волокон, поэтому расчет торцов элемента на смятие при передаче усилий по всей площади поперечного сечения обычно не проводят.

Работа древесины в местах соединений по контактным поверхностям на смятие под углом возникает в соединениях деревянных элементов, находящихся под различными углами, например, стык наклонных деревянных элементов (рис.3.6). В этих случаях древесину по контактной поверхности проверяют на смятие под углом.

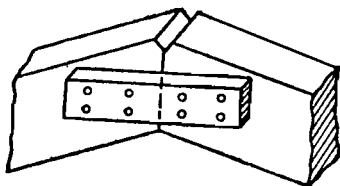


Рис. 3.6. Контактное соединение сжатых элементов

Боковые накладные или различные вкладыши между соединяемыми элементами служат для фиксации элементов и восприятия поперечных сил. Соединение наклонных сжатых элементов с горизонтальными растянутыми элементами без рабочих связей осуществляют чаще на врубках, конструкция и работа которых будет рассмотрена в последующих параграфах.

3.2.2 Лобовая врубка

Врубкой называют соединение (рис.3.7), в котором усилие элемента, работающего на сжатие, передается другому элементу непосредственно без вкладышей или иных рабочих связей. За этим видом соединения сохранилось старое название «врубка», хотя в настоящее время врезки и гнезда выполняются не топором, а электро- или мотопилой, цепнодолбежником и т.п.

Основной областью применения врубок являются узловые соединения брусчатых и бревенчатых ферм, в том числе в опорных узлах примыкания сжатого верхнего пояса к растянутому нижнему поясу.

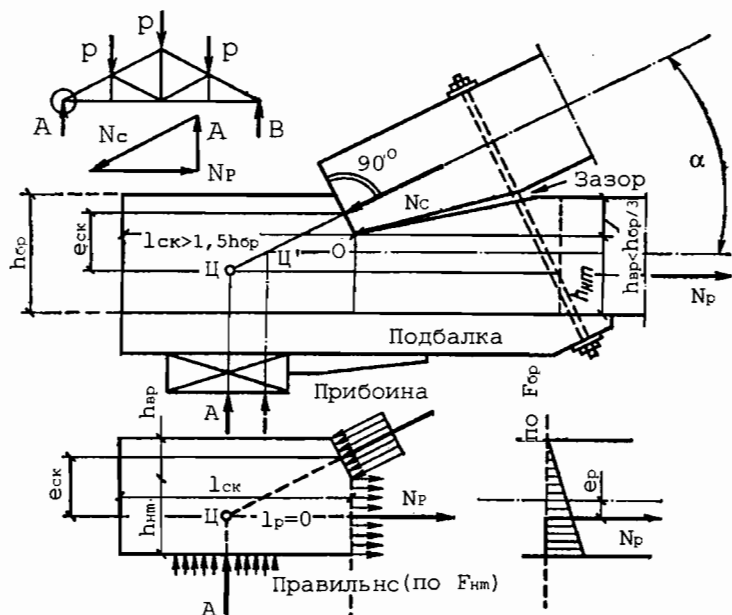


Рис. 3.7. Лобовые врубки в опорных узлах брусчатых ферм, несущих узловые нагрузки

Соединяемые врубкой элементы деревянных конструкций (д.к.) должны быть скреплены вспомогательными связями – болтами, хомутами, скобами и т.п., которые следует рассчитывать в основном на монтажные нагрузки.

Лобовая врубка может утратить несущую способность при достижении одного из трех предельных состояний: 1) по смятию площадки упора F_{CMA} ; 2) по скалыванию площадки F_{CK} ; 3) по разрыву ослабленного врубкой нижнего пояса.

Площадь смятия определяют глубиной врубки $h_{вр}$, которая ограничивается нормами $h_{вр} = h_{бр}/3$, где $h_{бр}$ – высота растянутого элемента. При этом несущая способность врубки из условия разрыва растянутого элемента в ослабленном сечении при правильном центрировании узла всегда обеспечивается с избыточным запасом прочности. Решающее значение имеет, как правило, несущая способность врубки, исходя из условий скалывания.

Согласно СНиП II-25-80, лобовую врубку на скалывание рассчитывают по определению среднего по длине площадки скалывания напряжения сдвига по формуле:

$$R_{cp} = R_{ck} / [1 + \beta(l_{ck}/e)],$$

Где R_{ck} – расчетное сопротивление древесины скалыванию для максимального напряжения; l_{ck} – расчетная длина плоскости скалывания, принимается не более 10 глубин врезки в элемент; e – плечо сил сдвига, принимаемое $0,5h$ при расчете элементов с несимметричной врезкой в соединениях без зазора между элементами (см. рис.3.7) и $0,25h$ при расчете симметрично загружаемых элементов с симметричной врезкой; β – коэффициент, принимаемый 0,25. Отношение l_{ck}/e должно быть не менее 3.

Установлено, что с увеличением глубины врубки $h_{вр}$ при постоянной длине плоскости скалывания l_{ck} снижается коэффициент концентрации напряжений сдвига и уменьшаются напряжения сжатия поперек волокон в начале плоскости скалывания (см. рис. 3.8, 3.9).

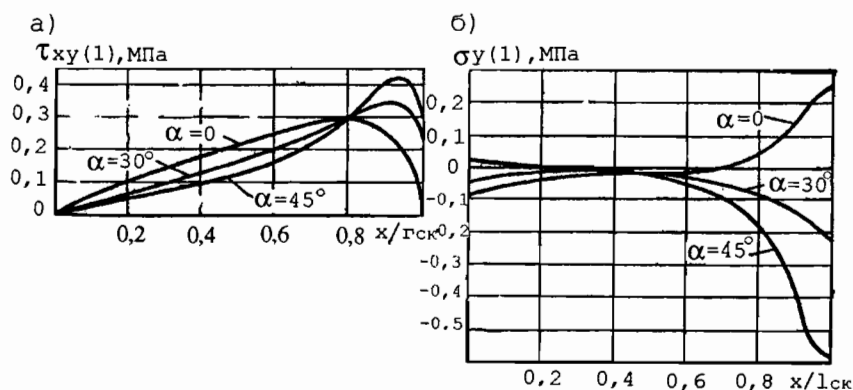


Рис. 3.8. Распределение касательных (а) и нормальных (б) напряжений по плоскости скалывания для $l_{ck}/e = 5$

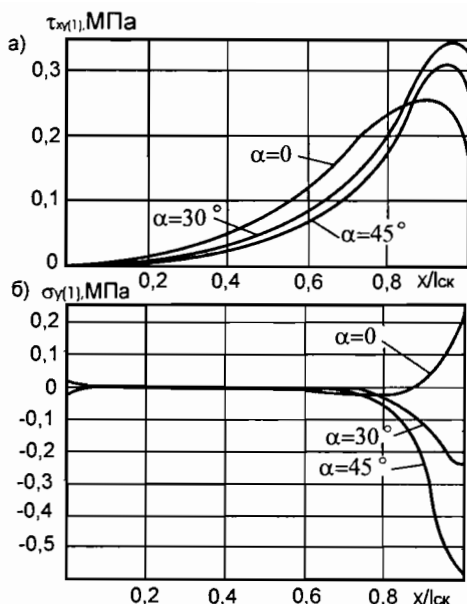


Рис. 3.9. Распределение касательных (а) и нормальных (б) напряжений по плоскости скалывания для $l_{ck}/e = 10$

Таблица 3.2 Коэффициенты концентрации k_t

l_{ck}/e	$k_t = t_{max}/t_{сред}$			
	$\alpha=0$	$\alpha=30^\circ$	$\alpha=45^\circ$	$k_t - 45^\circ / k_t - 30^\circ$
3	0,500/0,333=1,500	0,505/0,333=1,515	0,563/0,333=1,690	1,114
4	0,375/0,250=1,500	0,401/0,250=1,605	0,503/0,250=2,010	1,250
5	0,312/0,200=1,560	0,357/0,200=1,785	0,460/0,200=2,300	1,290
6	0,287/0,167=1,720	0,356/0,167=2,130	0,427/0,167=2,560	1,200
8	0,271/0,125=2,170	0,322/0,125=2,580	0,374/0,125=2,990	1,160
10	0,266/0,100=2,660	0,303/0,100=3,030	0,330/0,100=3,300	1,088

Выявлена зависимость коэффициента концентрации напряжений сдвига $t_{max}/t_{сред}$ от отношения l_{ck}/e и от угла смятия β (табл.3.2). На основе данных, приведенных в табл.3.2, можно сделать следующие выводы:

- 1) чем больше отношение l_{ck}/e , тем больше коэффициент концентрации напряжений сдвига;
- 2) чем меньше угол β , тем меньше коэффициент концентрации напряжений сдвига;
- 3) чем больше нормальная к плоскости сдвига составляющая, тем выше значение концентрации напряжений сдвига.

При этом необходимо отметить, что нормальные к плоскости сдвига напряжения сжатия поперек волокон повышают сопротивление скалыванию вдоль волокон¹.

¹Освенский Б.А. О сопротивлении древесины скалыванию при сочетании касательных напряжений вдоль волокон с нормальным напряжением сжатия поперек волокон. – Лесной журнал, 1982, № 2.

Монтажный или аварийный болт

Опорные узлы ферм на лобовых врубках снабжаются монтажными болтами (рис.3.10), которые выполняют дополнительные функции аварийной связи. Работа болта как аварийной связи в основном расчете опорного узла не учитывается, поскольку начальная жесткость его сопротивления сдвигу, особенно после усушки древесины, ничтожно мала по сравнению с начальной жесткостью работы врубки на смятие и скалывание.

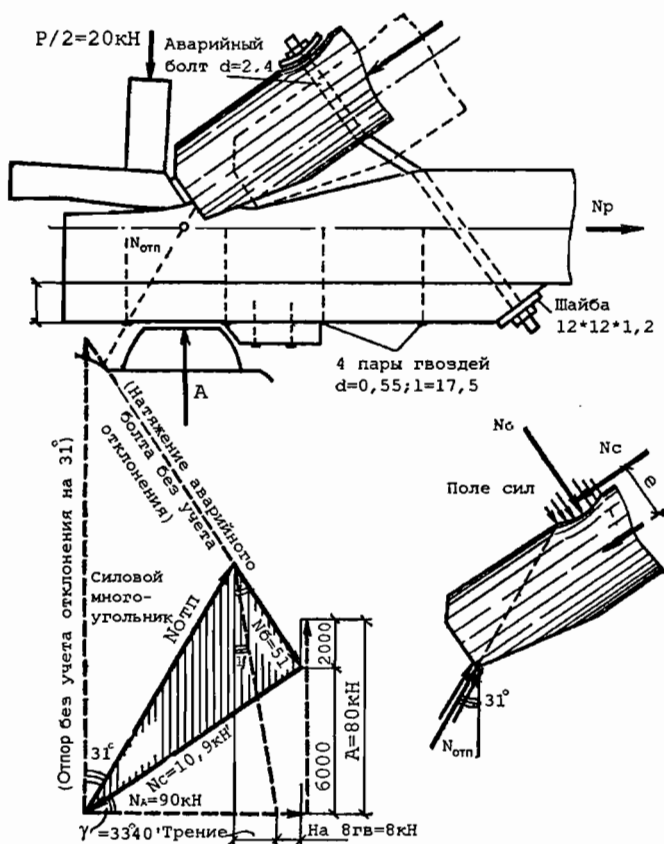


Рис. 3.10. Работа аварийного (монтажного болта в случае скалывания зуба, опорной лобовой врубки в ферме, несущей узловые нагрузки

Аварийная связь должна полностью включиться в работу при скалывании зуба растянутого пояса (см. рис.3.10) и обеспечить временное закрепление нижнего конца пояса в результате соответствующей деформации болта и работы его на растяжение.

Экспериментальные исследования выявили решающее влияние местного вмятия нижнего концевого ребра верхнего пояса в волокне нижнего пояса на отклонение силы отпора $N_{отп}$ от направления, перпендикулярного плоскости скалывания. Образовавшаяся местная вмятина, увеличиваясь по мере возрастания силы упора, предотвращает дальнейший сдвиг верхнего пояса даже при отсутствии связей.

Глава 3.3. Соединения на механических связях

3.3.1. Понятие о соединениях на шпонках и шайбах шпоночного типа

Шпонки — это вкладыши из твердых пород древесины, стали или пластмасс, которые устанавливают между сплавляемыми элементами и препятствуют сдвигу. Для сплачивания деревянных элементов издавна применялись призматические шпонки из твердых пород древесины. Различают призматические деревянные продольные шпонки (рис.3.11,а), когда направления волокон древесины шпонок и соединяемых элементов совпадают, и поперечные, когда направление волокон в шпонках перпендикулярно к направлению волокон соединяемых элементов. Во втором случае для обеспечения более плотной посадки шпонок они могут быть выполнены из двух клиновидных элементов.

Призматические шпонки, передавая от одного элемента другому сдвигающие силы, работают на смятие и скалывание. По надежности из деревянных призматических шпонок следует выделить наклонные шпонки. Отличительный признак шпонок — появление опрокидывающего шпонку момента и как результат этого возникновение распора между соединяемыми элементами (рис.3.11,б). Рассмотрев равновесие шпонки без учета сил трения, можно приближенно определить распор

$$V = 3/2(t_{шп}/l_{шп})T,$$

С учетом сил трения

$$V = (t_{шп}/l_{шп})T.$$

Для восприятия распора необходимо устанавливать рабочие связи — стяжные болты. Во избежание чрезмерной деформативности шпоночных соединений, а также для уменьшения количества стяжных болтов, длину шпонки по нормам принимают не менее $l_{шп} = 5h_{бр}$. Глубину врезки шпонки в брус следует принимать не менее 2 см и не более 1/5 высоты бруса, а бревна — не менее 3 см и более 1/4 диаметра бревна.

Расчет соединений на призматических шпонках подобно расчету соединений на лобовых врубках сводится к проверке несущей способности по смятию древесины шпонок, а также сплавляемых брусьев или бревен. При расчете на скалывание в многорядовых соединениях в связи с вероятностью

неравномерного распределения усилий между шпонками и снижения несущей способности соединения вводят коэффициент 0,7. При расчете соединений на шпонках требуется подбор стяжных болтов и шайб под головку болта и под гайку для восприятия распора.

В настоящее время в зарубежной практике строительства нашли широкое применение тавровые металлические шпонки (рис.3.11,в). Они занимают промежуточное положение между шпонками и пластинчатыми нагелями. Несомненным их преимуществом является простота сборки, упрощенное изготовление гнезда небольшого размера и возможность в связи с этим расположения большого количества шпонок без снижения несущей способности деревянных элементов на скалывание.

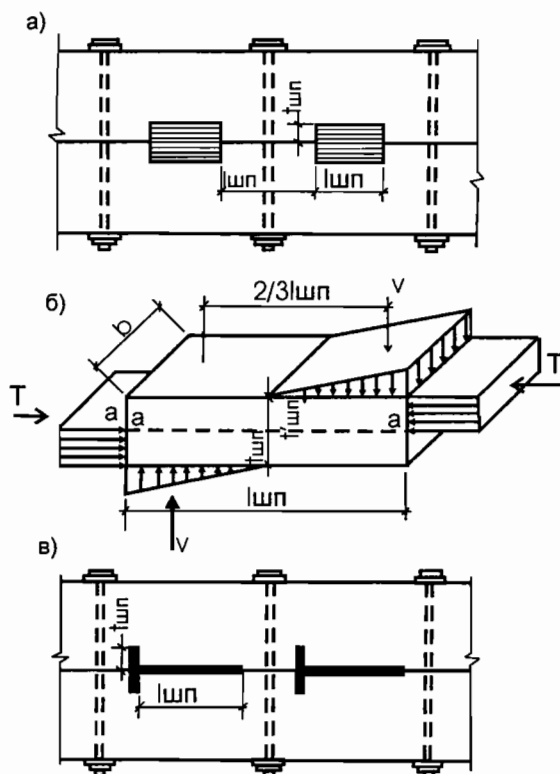


Рис. 3.11. Соединения на шпонках: а - призматических продольных деревянных; б - работа призматических шпонок, а - а плоскость скалывания; в - тавровых металлических

Для соединения элементов деревянных конструкций под различными углами в узлах ставят круглые центровые шпонки. Характерная особенность всех центровых шпонок – наличие в центре отверстия для стяжного болта. Отверстие для этого болта в соединяемом элементе можно использовать при нарезке круглых или кольцевых гнезд в каждом элементе порознь.

На рис.3.12 показано развитие центровых шпонок и их переход к шайбам шпоночного типа. Центровые односторонние шайбы шпоночного типа воспринимают усилия от центрального болта и рассредоточенно передают их на деревянный элемент.

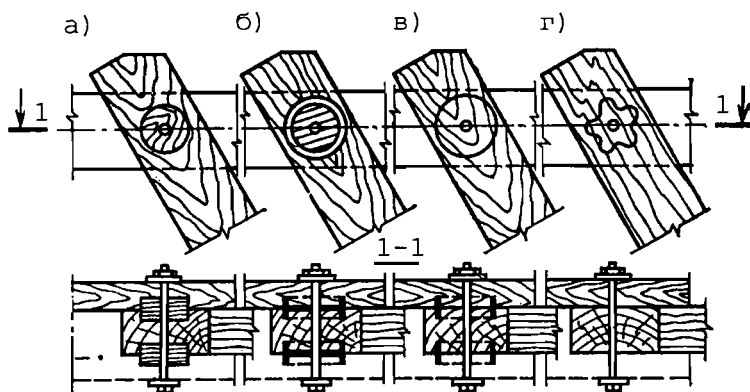


Рис. 3.12. Развитие соединений на центровых шпонках: а - дисковых деревянных; б - тарельчатых чугунных; в - гладкокольцевых; г - зубчатых

В определенный период времени наблюдается спад интереса к применению шпонок. Это объяснялось главным образом тем, что при их применении для соединения деревянных элементов цельного сечения, из-за устройства гнезд под шпонки ослабляло поперечное сечение. Появление клеевых деревянных элементов расширило возможности применения и создания большепролетных деревянных конструкций. Одновременно с этим возникла необходимость устройства соединения клеевых элементов для увеличения их длины, а нередко поперечного сечения, так как при больших пролетах бывает экономичнее делать сечение из нескольких клеевых элементов, соединенных между собой на механических связях. При этом ослабление поперечного сечения в соединениях клеевых элементов составляет не столь ощутимую долю от всего поперечного сечения.

Наибольшее распространение в современных деревянных клеевых конструкциях за рубежом нашли шайбы шпоночного и нагельного типов.

Из центровых шайб наиболее технологичными и надежными для сборных узловых соединений элементов деревянных конструкций являются зубчатые и когтевые шпонки. Они получают из листовой стали штамповкой на специальных прессах. Зубчатые шпонки могут иметь зубья или когти с одной или двух сторон. Односторонние зубчатые шпонки применяют обычно для устройства сборно-разборочных соединений или для прикрепления деревянных элементов к металлическим. В нашей стране проф. В.Г. Ленновым были предложены штампованные когтевые шайбы (рис. 3.13,а). Этот тип зубчатых шпонок нашел применение и дальнейшее развитие в зарубежной практике строительства.

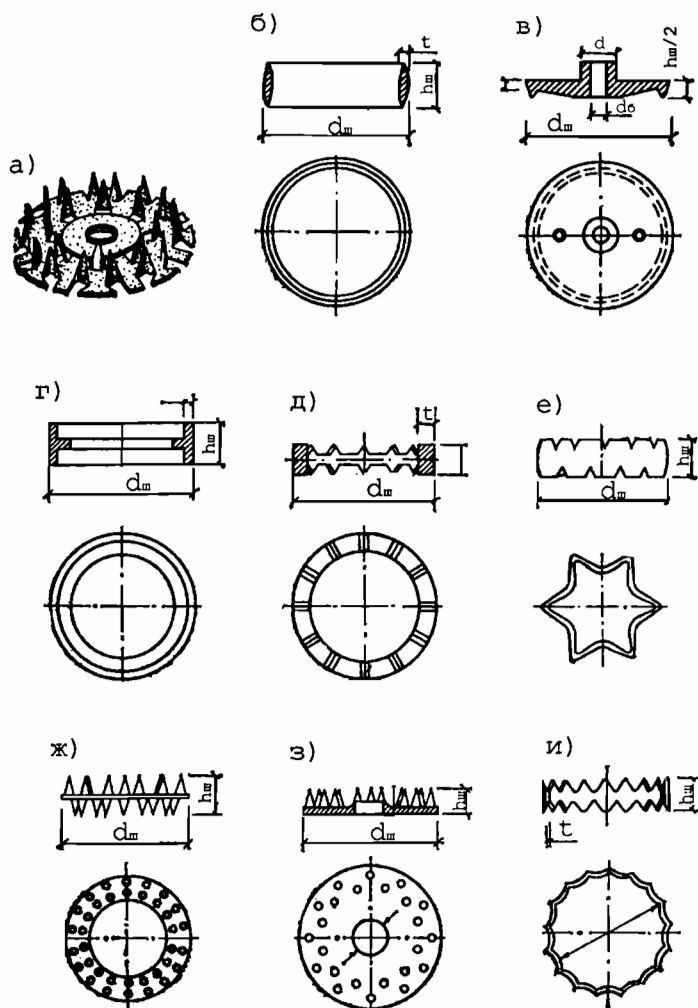


Рис. 3.13. Виды кольцевых и зубчатых шпонок: а - когтевая Леннова; б - двусторонняя кольцевая типа "Аппель"; в - то же, односторонняя; г - тарельчатая типа "Христон"; д - когтевая системы Фрис и Нельсона; е - двусторонняя зубчато-кольцевая Котова; ж - двусторонняя зубчатая типа "Гека"; з - то же, односторонняя; и - двусторонняя кольцевая типа "Аллигатор"

Соединения на зубчатых шпонках характеризуются высокой несущей способностью и вязкостью. Зубчатые шпонки вдавливаются в тело древесины ударным способом или специальными зажимами. К недостаткам соединений на зубчатых шпонках относится образование трещин в сопрягаемых элементах, а также уменьшение несущей способности из-за неравномерно-

сти запрессовки шпонок в многорядовых соединениях. Вследствие этого количество зубчатых шпонок в одном ряду ограничивается девятью.

Основные формы и виды шайб шпоночного типа современных деревянных конструкций показаны на рис.3.13. В табл. 3.3 даны их основные характеристики. При сплачивании клеевых деревянных элементов с помощью шайб шпоночного типа они могут иметь прямую расстановку или располагаться в шахматном порядке с шагом пропорционально диаметру шпонок (см. табл.3.3).

Таблица 3.3 Основные технические характеристики шайб шпоночного типа

Тип шайб (шпонок)	Размеры шайб, мм			Площадь ослабления	Диаметр болта, мм	Наименьшие размеры сечений соединяемых элементов, см	Наименьшее расстояние между шайбами по осям, см	Несущая способность шайбы, кН
	Диаметр, $d_{ш}$	Высота, $h_{ш}$	Толщина, t					
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Коттежная Ленова	80	15,3	2	8	20	5x10	16	9,6
	100	18,7	2	12	20	6x13	20	15
	120	22	2	18	24	7,5x15	24	21,6
	150	27	2,5	28	24	9x18	30	33,8
Двусторонняя и односторонняя (для присоединения металлических пластин) системы "Апель"	65	30	5	7,8	12	4x10	14	11,5
	80	30	6	10,1	12	5x11	18	14
	95	30	6	12,3	12	6x12	22	17
	126	30	6	17	12	6x16	25	20
	128	45	8	25,9	12	6x20	30	28
Тарельчатые системы "Христофа и Унмака"	60	20	4,5	4,7	12	4x10	16	12,5
	80	25	5	8,4	12	5x11	21	16,0
	100	30	5	13,1	12	6x13	24	20,0
	120	35	5	18,8	12	6x16	27	23,0
Двусторонняя зубчатая кольцевая системы "Фреерс и Нильсон"	90	30	6,5	9,7	12	6x14	20	14,5
	130	40	8	19,8	12	8x20	25	22,0
	155	45	10	27,6	16	10x20	32	31,5
Двусторонняя системы Котова	120	30	3	18	20	6x15	24	18
	140	30	3	021	22	6x18	28	21
	160	30	3	24	27	6x20	32	24
	180	30	3	27	27	7,5x22	36	27
	200	30	3	30	30	7,5x24	40	30
	220	30	3	33	30	8x26	44	33
Двусторонняя системы "Гека"	50	27	3	2,8	12	4x10	12	8
	65	27	3	3,6	16	4x11	14	11,5
	80	27	3	4,6	20	5x13	17	17
	95	27	3	5,6	24	6x14	20	21
	115	27	3	7	32	6x17	23	27
Односторонняя системы "Гека"	50	15	3,4	3	12	4x10	12	8
	65	15	4,5	3	16	4x11	14	11,5
	80	15	5,5	3	20	5x13	17	17
	95	15	6,9	3	22	6x14	20	21
	115	15	8,6	3	24	6x17	23	27
Двусторонняя системы "Аллигатор"	55	19	1,45	2	12	4x10	12	6
	70	19	1,45	2,6	16	5x12	14	8
	95	24	1,5	4,5	20	6x14	17	12
	115	24	1,5	5,6	22	8x18	20	16
	125	29	1,65	7,3	24	8x19	23	18

Металлические шпонки, расположенные внутри деревянных элементов, не требуют в обычных условиях антикоррозийной защиты. При использовании шпоночных соединений в условиях повышенной химической агрессивности окружающей среды применяют антикоррозионное покрытие металлических шпонок, чаще оцинковывание.

3.3.2. Соединения на нагелях

Нагели являются одним из видов наиболее широко применяющихся до настоящего времени механических рабочих связей. Нагелем называется гибкий стержень или пластина, который соединяет элементы деревянных конструкций и препятствует их взаимному сдвигу, а сам в основном работает на изгиб.

Работу нагеля можно рассмотреть на примере соединения двухдвигаемых элементов (рис.3.14). Силы, сдвигающие сплавляемые элементы, стремятся опрокинуть нагель. Под действием этих сил нагель после некоторого поворота, обусловленного неплотностями и обмятием древесины, упирается в нее сначала по краям элементов, а затем начинает изгибаться. При изгибе нагеля увеличивается поверхность его контакта с древесиной, что вызывает появление в ней неравномерных напряжений смятия по всей длине нагеля (рис.3.14,в). Напряжения смятия древесины нагелем имеют разные знаки, и их равнодействующая образует две пары взаимно уравновешенных продольных сил (рис.3.14,г), препятствующих повороту нагеля. По условию равновесия нагеля моменты этих пар равны: $T_1 e_1 = T_2 e_2$ или $T_1 / T_2 = e_2 / e_1$.

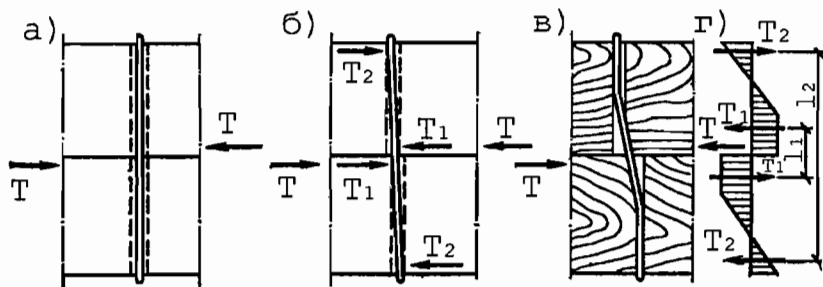


Рис. 3.14. Схема работы нагеля: а - первоначальное положение; б - поворот; в - деформированный нагель; г - эпюры сминающих упругопластических напряжений древесины; Товар - сдвигающее усилие; T_1 , T_2 - равнодействующие сминающих напряжений древесины

Таким образом, равновесие нагеля в отличие от равновесия шпонки обеспечивается только продольными силами, параллельными направлению сдвига соединяемых элементов. В нагельных соединениях отсутствуют поперечные силы, образующие распор, для восприятия которых в шпоночных соединениях приходится ставить растянутые связи.

Цилиндрические нагели изготавливаются в виде гладких стержней круглого сечения из стали, металлических сплавов, твердых пород древесины и их пластмасс. По характеру своей работы в соединениях сдвигаемых элементов к цилиндрическим нагелям относятся также болты, гвозди, глухари (винты большого диаметра с шестигранной или четырехгранной головкой) и шурупы (рис.3.15). Цилиндрические нагели устанавливают в предварительно рассверленные гнезда. Диаметр отверстия для нагеля обычно принимают равным диаметру нагеля. Однако нормами некоторых стран с целью увеличения плотности соединений, особенно при переменной влажности и усушке древесины, предусматривается диаметр отверстия 0,2-0,5 мм меньше диаметра нагеля. Для шурупов и глухарей необходимо предварительно просверливание отверстия сверлом меньше диаметра нарезной части шурупов и глухарей. Обычные гвозди изготавливают из гладкой проволоки диаметром до 6 мм и, как правило, забивают в древесину без предварительного сверления гнезд.

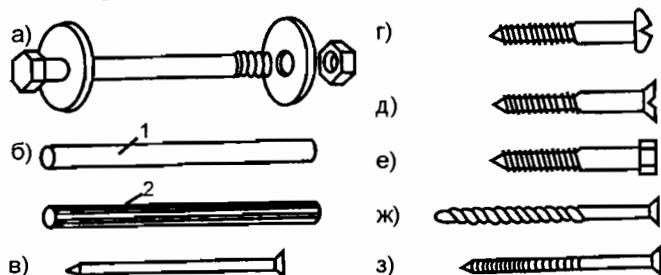


Рис. 3.15. Основные виды циклических нагелей: а - болт с гайкой и круглыми (могут быть также квадратными) шайбами; б - цилиндрический нагель из стали (1), из твердых пород древесины или стеклопластика (2); в - гвоздь; г - шуруп с полузакругленной головкой; е - глухарь; ж, з - особые виды гвоздей с профильной поверхностью

Цилиндрические нагели и болты применяют для сплачивания элементов деревянных конструкций, соединения их по длине (рис.3.16,а), а также в узловых примыканиях (рис.3.16,в). Соединения деревянных элементов на нагелях бывают симметричными и несимметричными.

На плотность соединений на нагелях значительно влияет совпадение отверстий под нагели в соединяемых элементах. Чтобы получить хорошее совпадение отверстий и достичь максимальной плотности соединения, необходимо сверлить отверстия в предварительно собранном и обжатом пакете. Для обжатия соединений ставят стяжные болты в количестве 25% общего числа нагелей. Если стяжные болты сделаны из того же материала, что и нагели, то их включают в расчетное количество нагелей.

В растянутых стыках по ширине элемента следует ставить только четное количество продольных рядов нагелей. Это требование объясняется тем, что при нечетном числе рядов средний оказывается по оси доски в 30-

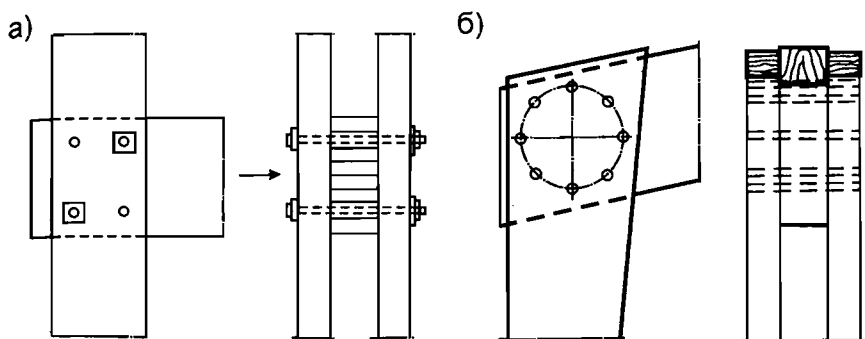


Рис. 3.16. Узловые соединения на цилиндрических нагелях: а - с прямой расстановкой; б - с круговой расстановкой

не наиболее возможного появления продольных трещин в результате усушки древесины.

По аналогии с соединениями на заклепках в металлических конструкциях, каждое пересечение нагеля с рабочим швом называется «срезом». Однако при общности действующих явлений в том и в другом случае работа нагеля в соединениях элементов значительно отличается от работы заклепки в металлических элементах. Заклепка соединяет тонкие стальные элементы. Отношение длины заклепки к ее диаметру невелико, что характеризует большую относительную жесткость, при которой изгибные напряжения не имеют существенного значения и могут не учитываться. Несущую способность заклепки определяют из расчета на смятие и срез.

В соединениях деревянных элементов отношение длины нагеля к его диаметру значительно больше, поэтому нагель работает как гибкий стержень главным образом на изгиб и неравномерно сминает древесину в гнезде. Напряжения среза в нагеле не учитываются в расчете, поскольку срезать деревянным элементом нагель, даже деревянный, не говоря уже о стальном, нельзя. Термин «срез» употребляется для характеристики соединения по количеству плоскостей относительного сдвига между соединяемыми элементами, которые пересекаются нагелями. В зависимости от расположения срезов по отношению к осям действия сил различают симметричные и несимметричные соединения (рис. 3.17). Расчет нагельных соединений основан на том положении, что действующее на соединение (связь) усилие не должно превышать расчетной несущей способности соединения (связи) T . Расчетное количество нагелей принимают не менее двух с диаметром 12-24 мм и определяют по формуле

$$n_n = N / (n_{cp} T_n),$$

где N – расчетное усилие, действующее в растянутом стыке, H ; n_{cp} – количество срезов нагеля; T_n – наименьшая расчетная несущая способность одного среза нагеля, H .

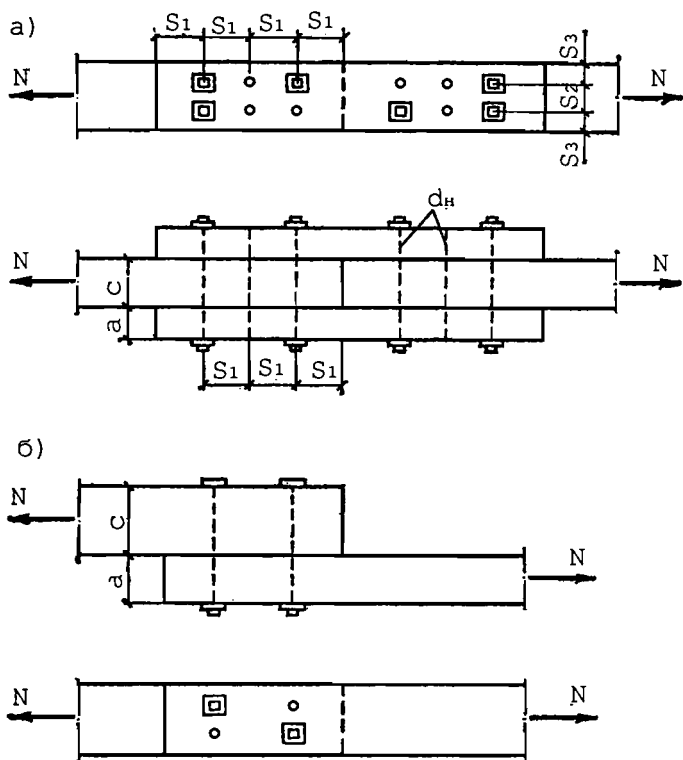


Рис. 3.17. Соединения на цилиндрических нагелях деревянных растянутых элементов: а - симметричное двухсрезное; б - несимметричное односрезное

Для сплачивания двух или трех брусьев, составленных по высоте, применяют пластинчатые нагели, вставляемые в гнезда, прорезанные цепнодолбежным станком (рис.3.18).

Применение дубовых или березовых пластинчатых нагелей допускается для сплачивания брусьев в составных элементах со строительным подъемом, работающих на поперечный изгиб и на сжатие с изгибом. Размеры пластинчатых нагелей и гнезд для них, а также расстановку пластинчатых нагелей в сплачиваемых элементах следует принимать по нормам /2/ (см. рис.3.18). Направление волокон в пластинках должно быть перпендикулярно плоскости сплачивания деревянных элементов.

Расчетную несущую способность дубового или березового пластинчатого нагеля [кН] с размерами, даваемыми СНиП II-25-80 в соединяемых элементах из древесины сосны и ели, следует определять по формуле

$$T=0,75b_{нл},$$

где $b_{нл}$ – ширина пластинчатого нагеля, см., которую следует брать равной ширине сплачиваемых элементов $b_{нл}=b$ при сквозных пластинах, $b_{нл}=0,5b$ – при глухих.

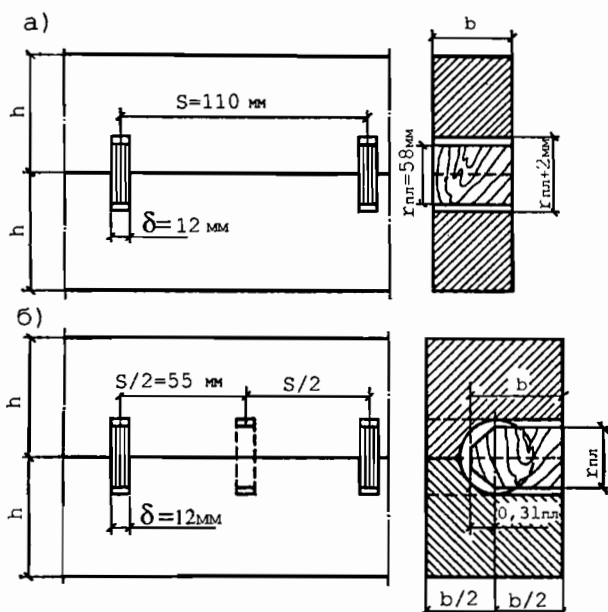


Рис. 3.18. Соединения на пластичных нагелях: а - со сквозными пластинками; б - с глухими пластинками

При применении для сплачивания элементов из других пород древесины следует вводить поправочный коэффициент m_d (табл. II.2 Приложения II или табл.4 СНиП II-25-80).

Для конструкций, эксплуатируемых в условиях повышенной влажности или температуры и рассчитываемых на действие кратковременных или постоянной и длительной временной нагрузок, расчетную несущую способность пластинчатых нагелей следует умножать на поправочные коэффициенты m_v и m_n (табл. II.5 и II.6 Приложения II или табл. 5 и 6 СНиП II-25-80).

3.3.3 Определение расчетной несущей способности одного «среза» нагеля

Для определения несущей способности одного среза нагеля следует рассмотреть напряженное состояние нагельного соединения. Действующие в соединяемых элементах усилия стремятся сдвинуть их относительно друг друга. Нагель, препятствуя этому, изгибается. Изгиб нагеля зависит от жесткости самого нагеля и смятия древесины нагельного гнезда. Нагель можно рассматривать как балку, лежащую на сплошном упругопластическом основании – древесине нагельного гнезда. Напряжения смятия в древесине по длине нагеля распределены неравномерно. Эта неравномерность тем значи-

тельнее, чем меньше жесткость нагеля (рис.3.19). Неравномерно также распределение сминающих напряжений по контуру нагельного гнезда (рис. 3.20). Равнодействующие радиальных напряжений, расположенных выше и ниже продольной оси $x-x$, направлены по углом к этой оси и, будучи разложены, дают две составляющие - продольную T и поперечную Q . Продольная составляющая $T = T_n + T_g$ вызывает появление напряжений скалывания по площадкам $a-a$ и $a'-a'$. Поперечные составляющие Q_n и Q_g стремятся расколоть деревянный элемент по линии $b-b$. Еще более сложно напряженно-деформированное состояние нагельного соединения деревянных элементов, расположенных под различными углами.

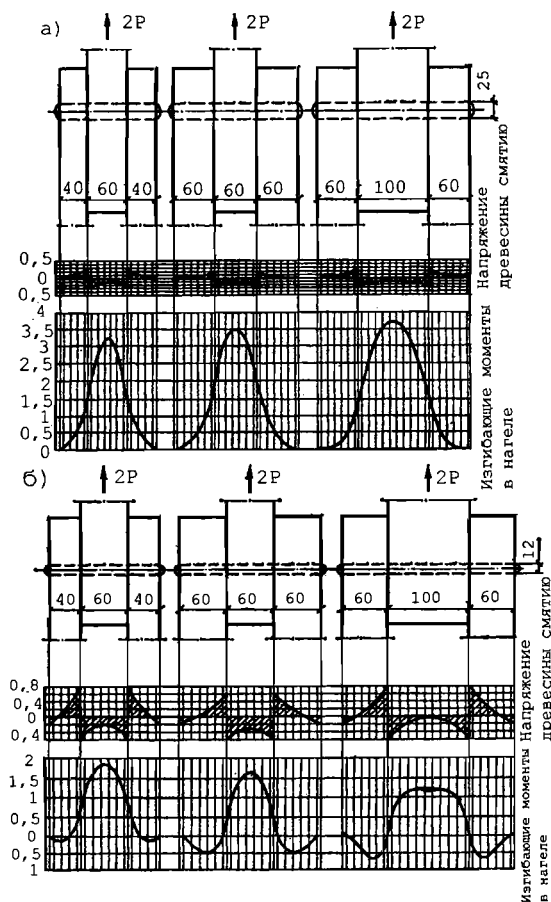
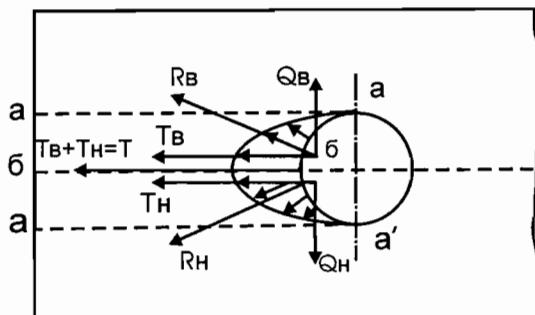


Рис. 3.19. Эпюры напряжений древесины нагельного гнезда смятия и изгибающих моментов в нагеле: а - при диаметре нагеля 25 мм; б - то же, 12 мм

Рис 3.20. Эпюры радиальных напряжений смятия древесины нагельного гнезда



Сложное напряженно-деформированное состояние нагельного соединения характеризуется изгибом нагеля, смятием древесины нагельного гнезда, скалыванием и раскалыванием древесины между нагелями.

Критерием идеального подбора нагелей и шага их расстановки может служить равенство несущих способностей нагеля, определенных из условий изгиба нагеля, смятия древесины в нагельном гнезде, скалывания и раскалывания древесины нагелями.

Несущая способность нагеля из условий скалывания и раскалывания древесины соединяемых элементов главным образом зависит от расстановки нагелей. Минимальное расстояние между нагелями назначают таким образом, чтобы в соединении несущая способность соединяемых деревянных элементов по скалыванию и раскалыванию заведомо превышала несущую способность нагеля по его изгибу и смятию древесины нагельного гнезда.

Минимальные расстояния между осями нагелей принято выражать в диаметрах нагеля. Они определяются видом нагелей и толщиной соединяемых элементов. Расстановка нагелей в соединениях может быть прямой или в шахматном порядке (рис.3.21). В табл. 3.4 приведены рекомендуемые СНиП II-25-80 /2/ минимальные расстояния между цилиндрическими нагелями.

Таблица 3.4. Минимальные расстояния между нагелями

Расстановка нагелей и измеряемое расстояние	Расстояние для цилиндрических нагелей	
	стальных	дубовых
Вдоль волокон:		
от торца до оси	$\geq 7d_n$	$\geq 5d_n$
между осями нагелей	$\geq 7d_n$	$\geq 5d_n$
Поперек волокон:		
Между осями нагелей	$\geq 3,5d_n$	$\geq 3d_n$
От кромки элемента до оси нагеля	$\geq 3d_n$	$\geq 2,5d_n$

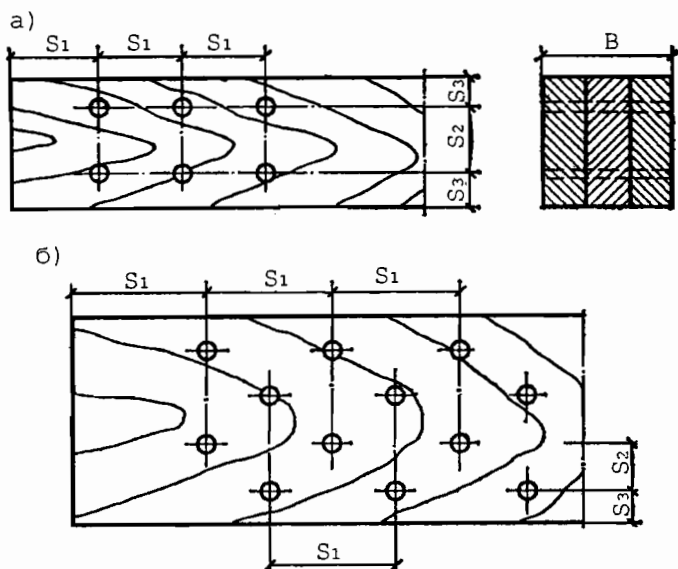


Рис. 3.21. Расстановка нагелей: а - прямая; б - в шахматном порядке

При соблюдении расстановки нагелей расчетная несущая способность одного нагеля T_n определяется только из условий изгиба нагеля и смятия древесины нагельного гнезда в обоих прилегающих к шву элементах. Теоретически нагель, как уже указывалось, рассматривают как балку, лежащую на упругом или упругопластическом основании, за которое принимают древесину соединяемых элементов. В основу расчета могут быть положены различные теоретические предпосылки, характеризующие само основание, режимы нагружения, особенности деформирования во времени и другие факторы. Однако расчет нагеля сложнее, чем расчет балки, лежащей на сплошном основании. Сложность задачи состоит в следующем:

основание, на которое опирается нагель, разделено на части, например, в симметричном двухсрезном соединении имеются две крайние и одна средняя часть;

действующее усилие приложено к деревянным элементам соединения и передается на нагель в виде напряжений смятия нагельного гнезда;

эпюра давления по длине нагеля неравномерна и зависит от толщины элементов и диаметра нагеля.

Другим, более удобным для инженерных расчетов методом определения несущей способности нагеля является экспериментально-теоретический метод. В этом случае эпюры напряжений смятия задают по толщине элементов. Нагель также рассматривают в виде стержня, работающего в упругопластической среде, а соединения расчленяются на три основные схемы: для несимметричной односрезной, схемы для кососимметричной двух-

срезной и симметричной двухсрезной (рис.3.22). Они могут быть выражены одной обобщенной схемой (рис.3.22,г), которая при изменении соотношений между силами T_1 и T_2 и моментами $M_{ш1}$ и $M_{ш2}$ в пределах от +1 до -1 охватывает все основные и промежуточные схемы. Так, например, при $T_1=0$ и $M_{ш1}=0$ получим схему для односрезного или крайних элементов двухсрезных соединений; при $T_1 = -T_2$ и $M_{ш1} = -M_{ш2}$ получим схему среднего элемента кососимметричного соединения; при $T_1=T_2$ и $M_{ш1}=M_{ш2}$ – схему среднего элемента симметричного соединения.

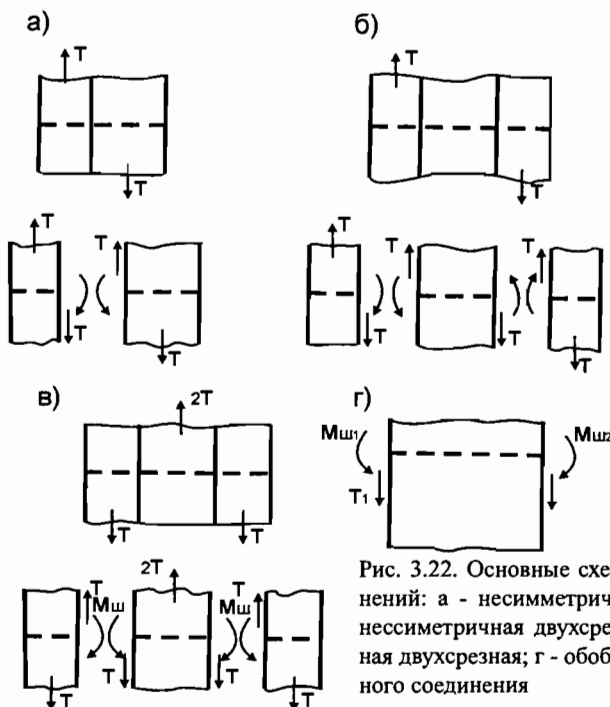


Рис. 3.22. Основные схемы нагельных соединений: а - несимметричная односрезная; б - несимметричная двухсрезная; в - симметричная двухсрезная; г - обобщенная схема нагельного соединения

При разработке этого метода (автор – д-р техн.наук В.М.Коченов) для упрощения расчета были введены следующие предпосылки:

- 1) принята диаграмма деформирования идеального упругопластичного материала (рис.3.23) для смятия древесины и для изгиба нагеля;
- 2) в пределах пластического участка напряжения остаются постоянными, равными для древесины расчетному сопротивлению смятию, и для нагеля расчетному сопротивлению изгибу, что для стали приравнивается пределу текучести;
- 3) несущую способность нагеля определяют не разрушением соединения, а расчетной предельной деформацией;
- 4). расчетную предельную деформацию ограничивают отношением полной деформации к упругой (рис. 3.24), которое принимают $\delta_{п}/\delta_{уп} = 2$;

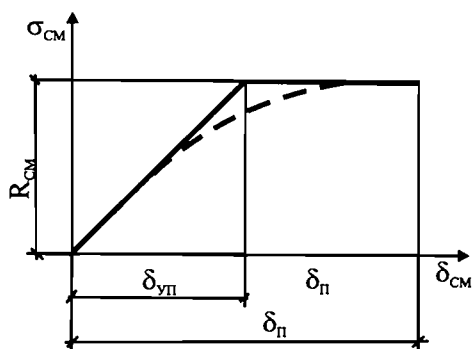


Рис. 3.23. Диаграмма деформирования идеально упругопластического материала

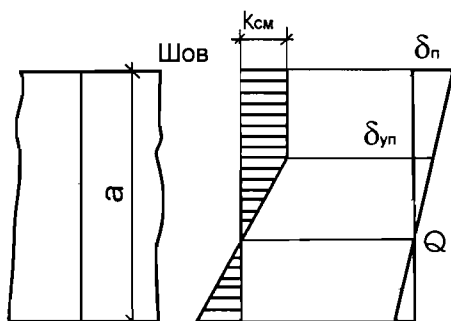


Рис. 3.24. Эпюры напряжений смятия при $\delta_p/\delta_{up} = 2$

5) ось нагеля принимают прямолинейной до образования в нем пластического шарнира.

На основании перечисленных предпосылок и основных расчетных схем были приняты прямолинейные эпюры смятия. Так, например, если $\delta_p/\delta_{up}=1$, то пластическая зона деформирования не образуется и краевое напряжение смятию будет равно $R_{см}$. При $\delta_p/\delta_{up} = 2$ зона смятия со стороны более напряженной кромки будет иметь две части – упругую с напряжениями, равными от 0 до $R_{см}$, и пластическую с постоянными напряжениями, равными $R_{см}$ (рис. 3.23).

Принятые эпюры напряжений смятию дают возможность построить графики, координатами которых являются несущая способность $T/(adR)$, $M/(a^2dR)$, относительный эксцентриситет $m=M/(Ta)$ и другие относительные величины.

Соединение в одну общую задачу отдельных решений для двух соседних элементов выполняют графически. При этом используют равенство углов наклона упругой линии нагеля в соседних элементах около шва.

Расчетные формулы из условий изгиба нагеля в общем виде имеют вид:

а) полная несущая способность $T'_n = K_u d_n^2 \sqrt{R_u R_{см}}$;

б) в некоторых случаях характер эпюры моментов по длине ригеля зависит от толщины элементов. При увеличении толщины или, что то же самое, длины нагеля максимальный момент уменьшается (см. рис. 3.19), что позволяет увеличивать несущую способность. При этом $T'_n = K_u d_n^2 \sqrt{R_u R_{cm}} + k_3 a^2$

Расчетные формулы из условия смятия элементов, примыкающих к шву:

$$T''_n = k_1 a d_n R_{cm};$$

$$T'''_n = k_2 c d_n R_{cm},$$

где k_u, k_1, k_2, k_3 – коэффициенты; a – толщина крайнего элемента, см; c – толщина среднего элемента, см; d_n – диаметр нагеля см.; R_{cm} – расчетное сопротивление смятию древесины нагельного гнезда, Па (условно принимают постоянным при всех диаметрах нагеля); R_u – условное сопротивление нагеля изгибу;

$$R_u = M_{пред} / W_n,$$

где $W_n = \pi d_n^3 / 32$, R_u получается больше, чем, например, предел текучести стали, так как при таком условном расчете учитывается пластическая работа нагеля.

Округляя результаты графического решения и вводя расчетные сопротивления древесины смятию и нагеля изгибу, получим формулы для определения несущей способности одного среза различных видов нагелей (табл.3.5). Формулы отличаются только значениями коэффициентов, равных произведению $k_u \sqrt{R_u R_{cm}}$; $k_1 R_{cm}$; $k_2 R_{cm}$.

В формулах, приведенных в табл.3.5, коэффициент k_u учитывает уменьшение несущей способности нагеля при действии усилия под углом α к направлению волокон древесины. Коэффициент k_u зависит не только от угла между направлением действия силы и направлением волокон древесины, но и от диаметра нагеля. Чем меньше диаметр нагеля, тем сильнее сопротивление смятию древесины нагельного гнезда. На рис.3.25 приведены кривые, показывающие эту зависимость. При диаметрах нагеля, равных или больших 6 мм, снижения сопротивления смятию не наблюдается и $k_u = 1$.

В результате исследований (П.А. Дмитриев, Ю.Д. Стрижаков) деревянных элементов на нагелях из стеклопластика АГ-4С были получены расчетные сопротивления древесины смятию. Кроме того, установлены: значение коэффициента k_u для определения несущей способности нагеля из условия изгиба при длительном действии нагрузки с учетом ограничения деформаций; значения коэффициентов k_1, k_2 .

Следует отметить, что формулы (см. табл.3.5) для определения несущей способности одного среза нагеля из стеклопластика типа АГ-4С получены при следующих условиях:

расчетное сопротивление смятию вдоль волокон при всех диаметрах нагеля $R_{cm} = 10 \text{ МПа}$;

сопротивление изгибу нагеля из стеклопластика АГ-4С $R_u = 318 \text{ МПа}$;

принят максимальный коэффициент при угле смятия $\alpha = 0^\circ$; $k_u = 0,264$.

Таблица 3.5. Формулы для определения расчетной несущей способности T_H одного среза цилиндрического нагеля, кН

Напряженное состояние соединения	Гвоздь	Нагель из стали С38/23	Нагель из алюминиевого сплава Д16-Т	Нагель из стеклопластика типа АГ-4С	Дубовый нагель
1	2	3	4	5	6
Изгиб нагеля в симметричных и несимметричных соединениях	$2,5d^2 + 0,01a^2$, не более $4d^2$	$(1,8d^2 + 0,02a^2) \times \sqrt{k_a}$, не более $2,5d^2 \sqrt{k_a}$	$(1,6d^2 + 0,02a^2) \times \sqrt{k_a}$, не более $2,2d^2 \sqrt{k_a}$	$(1,45d^2 + 0,02a^2) \times \sqrt{k_a}$, не более $1,8d^2 \sqrt{k_a}$	$(0,45d^2 + 0,02a^2) \times \sqrt{k_a}$, не более $0,65d^2 \sqrt{k_a}$
Смятие крайнего элемента в симметричных соединениях или более тонкого элемента в несимметричных соединениях	$0,8ad$	$0,8adk_a$	$0,8adk_a$	$0,8adk_a$	$0,5adk_a$
Смятие среднего элемента в симметричных соединениях	$0,8cd$	$0,5cdk_a$	$0,5cdk_a$	$0,5cdk_a$	$0,3cdk_a$
Смятие более толстых средних элементов в несимметричных соединениях	$0,35cd$	$0,35cdk_a$	$0,35cdk_a$	$0,35cdk_a$	$0,2cdk_a$
Смятие более толстых элементов в двухсрезовых симметричных соединениях	$0,25cd$	$0,25cdk_a$	$0,25cdk_a$	$0,25cdk_a$	$0,14cdk_a$

Примечание. Размеры крайних и средних элементов a и c , а также диаметр нагеля d подставляют в формулы в см. Расчетную несущую способность одного стального нагеля для соединения металлических накладок с деревянными элементами принимают по максимальному значению $2,5d^2 \sqrt{k_a}$.

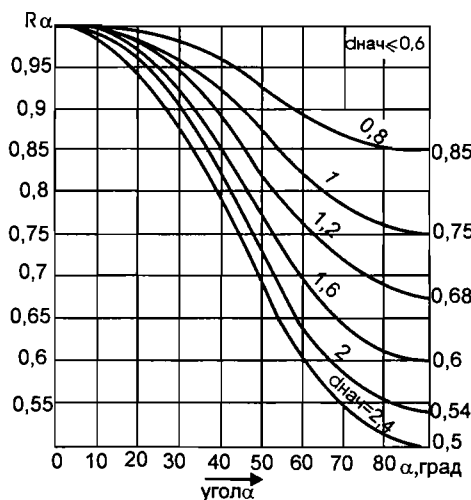


Рис. 3.25. Коэффициенты k_a снижения расчетного усилия нагеля для соединения на стальных цилиндрических нагелях при направлении действия силы под углом α к направлению волокон древесины

В связи с обнаруженным явлением разрушения нагеля от скалывания при его изгибе следует ограничить

$$k_u = R_{ck} / \sqrt{R_u R_{cm}}$$

где R_{ck} – расчетное сопротивление стеклопластика АГ-4С скалыванию при изгибе, Па.

3.3.4. Особенности работы гвоздей

Гвозди в соединениях сдвигаемых деревянных элементов работают как нагели. Их обычно забивают в древесину без предварительного просверливания, что обуславливает некоторые особенности их работы. Как указывалось раньше, исследования показали повышенную несущую способность гвоздей, вставленных в предварительно просверленные отверстия (см. табл. 3.1). Однако в этом случае гвозди принято называть тонкими нагелями и их расчет полностью совпадает с расчетом нагелей.

Диаметр гвоздей, забиваемых в цельную древесину, не превышает 6 мм и поэтому их несущая способность не зависит от угла между направлением действия силы и направлением волокон (см. рис. 3.25). В связи с этим для гвоздей коэффициент уменьшения несущей способности k_a не вводят в формулы определения несущей способности (табл. 3.5).

При определении расчетной длины защемления конца гвоздя в последней непробиваемой насквозь доске не следует учитывать заостренную часть длиной $1,5 d_{гв}$ (рис. 3.26). Кроме того, из длины гвоздя при определении длины его защемления следует вычитать 2 мм на каждый шов между соединяемыми элементами. Если расчетная длина защемления конца гвоздя получается меньше $4d_{гв}$, то его работу в примыкающем к шву элементе учитывать не следует. Диаметр гвоздей не более 0,25 толщины пробиваемого элемента. Если последняя доска пробивается гвоздем насквозь, то, учитывая отщеп ее нижнего слоя, рабочая толщина доски уменьшается на $1,5 d_{гв}$.

Заостренный конец гвоздя, проникая в древесину, раздвигает ее волокна в сторону, в результате чего происходит уплотнение древесины около

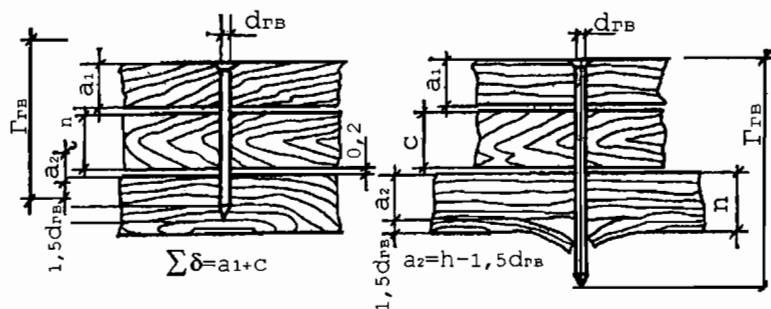


Рис. 3.26. Определение глубины защемления гвоздя

гвоздя, что увеличивает опасность раскалывания древесины. Уменьшить эту опасность можно более редкой расстановкой забиваемых гвоздей по сравнению с нагелями.

Минимальные расстояния между осями гвоздей вдоль волокон следует принимать не менее $S_1=15d_{гв}$ при толщине пробиваемого элемента $c=10d_{гв}$; $S_1=25d_{гв}$ при толщине пробиваемого элемента $c=4d$. Для промежуточных значений толщины элемента наименьшее расстояние следует определять по интерполяции.

Для элементов, не пробиваемых гвоздями насквозь, расстояние между осями гвоздей следует принимать независимо от их толщины $S_1=15d$. Расстояние вдоль волокон древесины от оси гвоздя до торца элемента во всех случаях надо брать не менее $S_1=15d$. Расстояние между осями гвоздей поперек волокон древесины при прямой расстановке гвоздей принимают не менее $S_2=4d$; при шахматной расстановке или расстановке их косыми рядами это расстояние может быть уменьшено до $S_2=3d$, а расстояние от продольной кромки до оси гвоздя $4d$.

Гвозди образуют более плотные соединения, чем нагели. Недостатком гвоздевых соединений является заметная ползучесть при длительно действующих нагрузках. Для увеличения плотности соединений, особенно в случаях прикрепления стальных накладок к деревянным элементам нашли применение особые гвозди с негладкой поверхностью (см. рис.3.15), забиваемые в древесину пневматическими молотками.

3.3.5. Нагельные соединения со вставками в узлах

Описанные выше соединения осуществлялись с механическими рабочими связями непосредственным примыканием соединяемых деревянных элементов.

Когда в узлах действуют большие усилия или соединяются несколько элементов, обеспечить передачу усилий через контактные поверхности всех сопрягаемых элементов сложно. В таких случаях целесообразно использовать вставки в виде узловых пластин, которые увеличивают площадь узла и одновременно создают многосрезность рабочих связей. В качестве узловых вставок чаще всего применяются пластинки из стали и фанеры.

Пластинки могут располагаться снаружи (накладки) и присоединяться снаружи к древесине соединяемых элементов с помощью односрезных нагелей или располагаться внутри деревянного элемента (прокладки) в специальных разрезах с тем, чтобы рабочие связи могли работать как многосрезные (рис.3.27) нагели.

Соединения с накладками и прокладками на болтах или глухих цилиндрических нагелях допускаются в тех случаях, когда обеспечена необходимая плотность постановки нагелей. Глухие стальные цилиндрические нагели должны иметь заглубление не менее 5 диаметров нагеля.

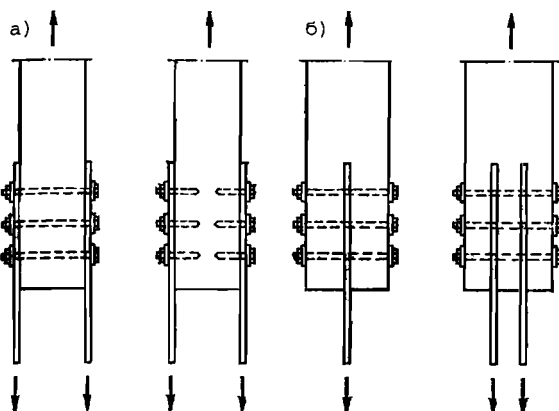


Рис. 3.27. Нагельные соединения на толстых (более 5 мм) пластинках:
а - с накладками;
б - с прокладками

Передача усилий от одного деревянного элемента другому происходит последовательно через нагели, пластинку и нагели другого деревянного элемента. Сечение пластинок назначают из расчета на растяжение по ослабленному сечению и обеспечения прочности на смятие в гнезде под нагелем. В нагельных соединениях обычно применяют стальные пластинки толщиной не менее 5 мм.

Отверстия-гнезда для нагелей сверлят, как правило, одновременно в дереве и пластинке. При этом, если прокладки стальные, первый раз делают отверстие сверлом с диаметром, соответствующим гнезду нагеля в деревянном элементе (на 0,2-0,5 мм меньше диаметра нагеля). Затем металлическую пластинку вынимают из разреза и отверстия в ней рассверливают до размера диаметра нагеля.

Технология изготовления этих соединений относительно трудоемка, но оправдана тем, что при размещении металлических элементов внутри древесины (концы нагеля и болтов остаются ниже поверхности элемента на 2 см и заклеиваются сверху деревянной вставкой) повышается огнестойкость деревянных конструкций и их стойкость с действием химически агрессивных сред. Как правило, нагельные соединения со стальными прокладками применяют в узлах клееных элементов большого сечения.

Намного проще изготовление соединений на узловых пластинах толщиной не более 2 мм, которые без предварительного просверливания могут быть пробиты насквозь гвоздями. К таким соединениям относится система «Грейм» (см. рис.3.28). Здесь в тонкие прорезы вставляют металлические пластины толщиной 1-1,75 мм и пробивают насквозь гвоздями. Пластина, находящаяся в разрезе внутри деревянного элемента, при восприятии узловых сжимающих усилий работает на продольный изгиб со свободной длиной, равной расстоянию между рабочими связями, которые скрепляют пластинки с деревянным элементом. Чтобы предупредить выпучивание пластинки, необходимо обеспечить ее плотное прилегание к боковым граням разреза и установить рабочие связи с шагом, при котором не происходит выпучивания пластинки.

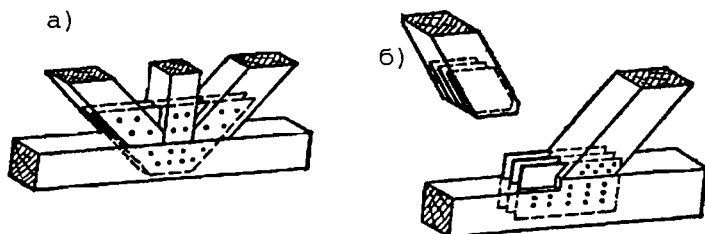


Рис. 3.28. Соединения деревянных элементов на тонких пластинках системы "Грейм": а - с трапециевидными пластинками; б - с треугольными пластинками

Нагельные соединения со стальными накладками и прокладками следует рассматривать также, как и обычные нагельные соединения деревянных элементов, определяя несущую способность нагелей из условия изгиба нагеля и смятия древесины в нагельном гнезде. При этом в расчете из условий изгиба следует принимать наибольшее значение несущей способности нагеля. Стальные накладки и прокладки надо проверять на растяжение по ослабленному сечению и на смятие под нагелем.

Узловые пластинки можно изготавливать из других, в частности, слоистых материалов. Наибольшее распространение получили соединения деревянных элементов на пластинках из бакелизированной фанеры.

Их преимущество применяют для связевых и других соединений, которые изготавливают непосредственно на строительной площадке, соединения на фанерных накладках и прокладках осуществляют на цилиндрических нагелях из твердых пород древесины, стали и др., на гвоздях или шурупах. Если фанерные пластинки располагают снаружи деревянных элементов, то они присоединяются односрезными нагелями (рис.3.29). Возможны также многосрезные соединения, если пластинки устанавливают в прорези в деревянных элементах или между их отдельными ветвями.

Клеем на основе синтетических смол обрабатывают кромки фанерных листов. Толщину их выбирают в зависимости от диаметра нагеля и из условий работы фанеры на смятие в гнезде.

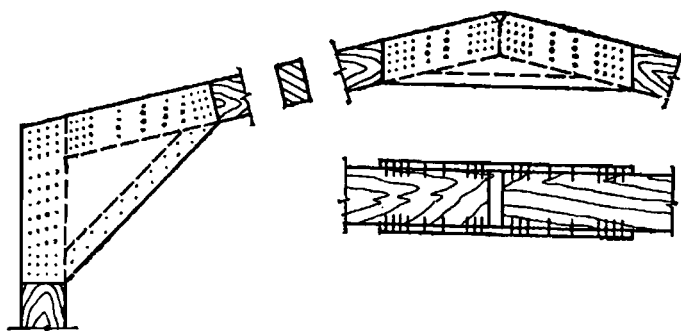


Рис. 3.29. Соединения на фанерных накладках

Последние располагают обычно так, чтобы направление волокон наружных слоев фанеры совпадало с направлением волокон соединяемого элемента, в котором действуют большие усилия, или этот угол составляет 45° . Следует отметить недостаточную изученность вопроса применения фанерных узловых пластинок.

Развитие нагельных соединений с пластинками в узлах привело к появлению нагельных пластин. Одними из первых стали применяться для узловых соединений конструкций с одной или двумя ветвями нагельные пластинки системы «Мениг» (рис.3.30). Пластинки этой системы изготавливают из пенопласта толщиной 3 мм и слоя синтетической смолы, усиленной стекловолокном толщиной 2 мм. В этой пластинке закреплены сквозные обоюдоострые нагели диаметром от 1,6 мм и длиной по каждую сторону пластинки от 25 мм и более. Толщина соединяемых деревянных элементов может достигать 80 мм.

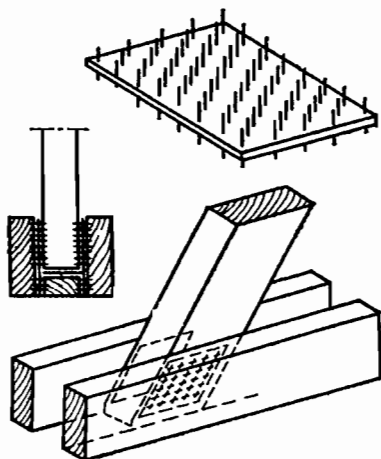


Рис. 3.30. Соединения на нагельных пластинках системы «Мениг»

Нагельные пластинки устанавливают между соединяемыми деревянными элементами. При запрессовке слой пенопласта сжимается и служит контролем для равномерной запрессовки нагелей в оба соединяемых элемента.

По своей работе соединения на нагельных пластинках могут быть сравнены с работой гвоздевых соединений. Несущая способность соединений на пластинках типа «Мениг» составляет $0,75-1,5$ Н на мм^2 контактной поверхности.

В нашей стране ведут научно-исследовательские работы по созданию соединений брусчатых деревянных элементов большого сечения на нагельных пластинках большой несущей способности. Нагельные пластинки этого типа представляют собой металлические пластины с прикрепленными нагелями диаметром 3-4 мм. Нагели могут быть сквозными, запрессованными в отверстиях пластинки, или состоять из двух половин, прикрепляемых к обеим сторонам пластинки точечной сваркой.

Применение соединений на нагельных пластинах требует тщательности изготовления, отбора материала и запрессовки в специальных гидравлических прессах при строгом контроле качества.

3.3.6. Соединения на металлических зубчатых пластинах (МЗП)

Для узловых соединений дощатых элементов в последнее время нашли применение металлические зубчатые пластинки (МЗП). Наибольшее распространение в зарубежной практике строительства получили МЗП системы «Ганг-Нейл» (рис.3.31).

МЗП представляет собой стальные пластинки толщиной 1-2 мм, на одной стороне которых после штамповки на специальных прессах получают зубья различной формы и длины. МЗП ставят попарно по обе стороны соединяемых элементов таким образом, чтобы ряды МЗП располагались в направлении волокон присоединяемого деревянного элемента, в котором действуют наибольшие усилия.

В нашей стране применяют соединения на металлических зубчатых пластинах типа МЗП-1,2 и МЗП-2 (рис.3.31,б). В ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко разработаны «Рекомендации по проектированию и изготовлению дощатых

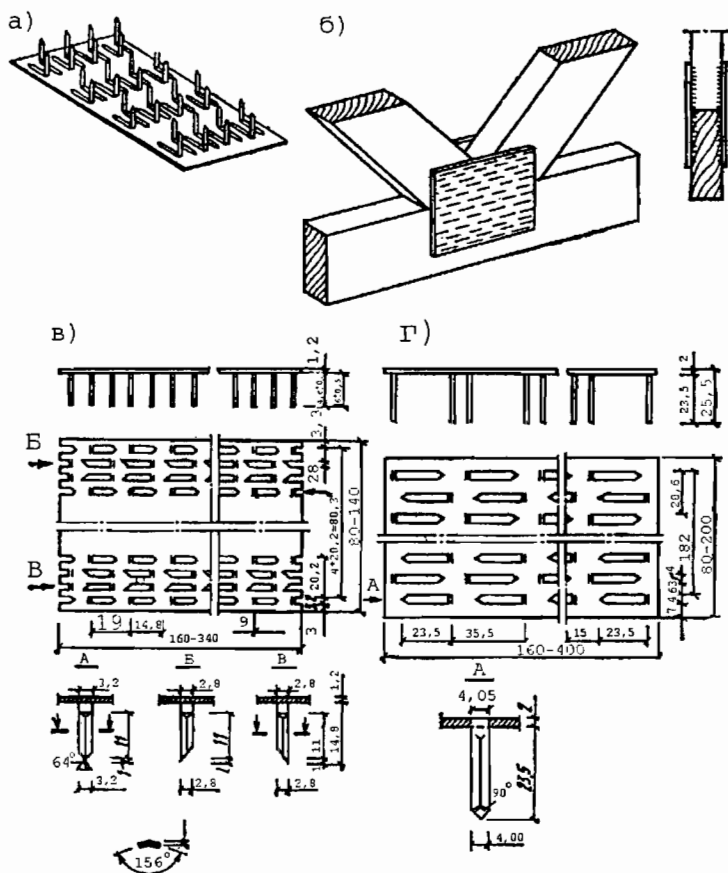


Рис. 3.31. Соединения на нагельных пластинах системы "Менинг"

конструкций с соединениями на металлических зубчатых пластинках», согласно которым такие конструкции следует применять в зданиях V степени огнестойкости без подвешного подъемно-транспортного оборудования с температурно-влажностными условиями эксплуатации А1, А2, Б1 и Б2 (см. табл.3.3).

Изготовление конструкций должно производиться на специализированных предприятиях или в деревообрабатывающих цехах, оснащенных оборудованием для сборки конструкций, запрессовки МЗП и контрольных испытаний конструкций. Ручная запрессовка МЗП недопустима.

Несущую способность деревянных конструкций на МЗП определяют по условиям смятия древесины в гнездах и изгиба зубьев пластин, а также по условиям прочности при работе на растяжение, сжатие и срез.

Материалом для изготовления конструкций служит древесина сосны и ели шириной 100-200 мм, толщиной 40-60 мм. Качество древесины должно удовлетворять требованиям СНиП II-25-80, предъявляемых к материалам деревянных конструкций.

МЗП рекомендуется изготавливать из листовой углеродистой стали марок 08кп или 10кп по ГОСТ 1050-74(с изм.) толщиной 1,2 и 2 мм. Антикоррозионную защиту МЗП выполняют оцинковкой по ГОСТ 14623-69 или покрытиями на основе алюминия в соответствии с рекомендациями по антикоррозионной защите стальных закладных деталей и сварных соединений сборных железобетонных и бетонных конструкций. В табл.3.6 приведены основные расчетные характеристики соединений на металлических зубчатых пластинках типа МЗП-1,2 и МЗП-2.

Деревянные конструкции на соединениях с МЗП рассчитывают на усилия, возникающие в период эксплуатации зданий от постоянных и временных нагрузок, а также возникающие при транспортировке и монтаже. Сквозные конструкции рассчитывают с учетом неразрезности поясов и в предположении шарнирного крепления к ним элементов решетки.

Несущую способность соединения на МЗП N_c , кН, по условиям смятия древесины и изгиба при растяжении, сдвиге и сжатии, когда элементы воспринимают усилия под углом к волокнам древесины, определяют по формуле:

$$N_c = 2RF_p,$$

где R - расчетная несущая способность на 1 см² рабочей площади соединения, вычисляемая по табл.3.6; F_p - расчетная площадь поверхности МЗП на стыковом элементе, определяемая за вычетом площадей участков пластины в виде полос шириной 10 мм, примыкающих к линиям сопряжения элементов и участков пластины, которые находятся за пределами зоны рационального расположения МЗП. Последняя ограничивается линиями, параллельными линии стыка, проходящими по обе стороны от нее на расстоянии половины длины стыка.

Учет эксцентриситета приложения усилий к МЗП при расчете опорных узлов треугольных ферм осуществляется снижением расчетной несущей способности соединения умножением на коэффициент η , определяе-

мый в зависимости от уклона верхнего пояса по табл.3.7. Кроме того проверяют саму пластинку на растяжение и срез.

Таблица 3.6. Расчетная несущая способность соединений на МЗП

Обозначение	Напряженное состояние соединения	Характерный угол β , α , γ , град.	Расчетная несущая способность соединений с пластинами типа	
			МЗП-1,2	МЗП-2
1	2	3	4	5
R , МПа, рабочей площади соединения	Смятие древесины и изгиба зубьев при углах между направлением волокон и действующим усилием β	0-15	0,8	0,8
		30	0,7	0,7
		45	0,6	0,6
		60	0,5	0,5
		75-90	0,4	0,4
R_p , кН/м, ширины рабочего сечения пластины	Растяжение пластины при величине угла между продольной осью и действующим усилием α	0-15	115	35
		45-90	200	65
R_{cp} , кН/м, длины срезаемого сечения пластины	Срез пластины при величине угла между продольной осью пластины и направлением срезающего усилия γ	60	35	65
		45	50	95
		90	35	65

Несущую способность МЗП N_p при растяжении находят по формуле:

$$N_p = 2bR_p,$$

где b – размер пластины в направлении, перпендикулярном направлению усилия, см; R_p – расчетная несущая способность пластины на растяжение, кН/м, определяемая по табл.3.6.

Несущую способность МЗП Q_{cp} при срезе определяют по формуле:

$$Q_{cp} = 2l_{cp}R_{cp},$$

где l_{cp} – длина среза сечения пластины без учета ослаблений, см; R_{cp} – расчетная несущая способность пластины на срез, кН/м, определяемая по табл.3.6.

Таблица 3.7. Коэффициент η , учитывающий снижение несущей способности соединения из-за внецентренного приложения усилия к МЗП в треугольных фермах

Уклон верхнего пояса, град.	0	15	18	22	25	Более 25
Коэффициент	1	0,85	0,8	0,7	0,675	0,65

При совместном действии на пластину усилий среза и растяжения должно выполняться условие:

$$(N_p/2R_p b)^2 + (Q_{cp}/2R_{cp} l_{cp})^2 = 1$$

При проектировании конструкций на МЗП следует стремиться к унификации типоразмеров МЗП и сечений пиломатериала в одной конструкции. На обеих сторонах узлового соединения должны располагаться МЗП одного типоразмера. Площадь соединения на каждом элементе (с одной стороны плоскости соединения) должна быть для конструкций пролетом 12 м не менее 50 см², а для конструкций пролетом 18 м не менее 75 см². Минимальное расстояние от плоскости соединения элементов должно быть не менее 60 мм. МЗП следует располагать таким образом, чтобы расстояния от боковых кромок деревянных элементов до крайних зубьев были не менее 10 мм.

3.3.7. Соединения на растянутых связях

К растянутым связям относятся гвозди, винты (шурупы и глухари), работающие на выдергивание, скобы, хомуты, стяжные болты и т.п. Различают связи натяжные и ненатяжные, временные (монтажные) и постоянные. Все виды связей, и особенно постоянные, воспринимающие расчетные усилия, должны быть защищены от коррозии (оцинковкой, покрытием водостойкими лаками и т.п.). Расчет связей на растяжение производят в соответствии с нормами расчета металлических конструкций.

Гвозди сопротивляются выдергиванию только усилиями поверхности трения между ними и древесиной гнезда. Силы трения могут уменьшиться при образовании в древесине трещин, которые снижают силу сжатия гвоздя, поэтому для гвоздей, работающих на выдергивание, обязательно соблюдение тех же норм расстановки, которые приняты для гвоздей, работающих как нагели на изгиб.

При статическом приложении нагрузки расчетную несущую способность на выдергивание одного гвоздя, забитого поперек волокон с соблюдением норм расстановки, определяют по формуле:

$$T_{\text{выд}} = R_{\text{выд}} \pi d_{\text{зв}} l_{\text{зашц}}$$

где $R_{\text{выд}}$ – расчетное сопротивление выдергиванию на единицу поверхности соприкосновения гвоздя с древесиной, которое следует принимать для воздушно-сухой древесины 0,3 МПа, а для сырой, высыхающей в конструкции – 0,1 МПа; $d_{\text{зв}}$ – диаметр гвоздя, м; $l_{\text{зашц}}$ – расчетная длина защемленной, сопротивляющейся выдергиванию части гвоздя, м.

В деревянных конструкциях (для временных сооружений) принимают значение $R_{\text{выд}}$, указанные на рис. 3.32. При определении $T_{\text{выд}}$ расчетный диаметр гвоздя принимают не более 5 мм, даже в случае использования гвоздей большей толщины.

Расчетная длина защемления гвоздя $l_{\text{зашц}}$ (без учета острия $1,5 d_{\text{зв}}$) должна быть не менее $10d_{\text{зв}}$ и не менее чем две толщины прибиваемой доски. В свою очередь, толщина прибиваемой доски должна быть не менее $4 d_{\text{зв}}$.

Шурупы (винты, заворачиваемые отверткой) и глухарь (винты диаметром 12-20 мм, заворачиваемые ключом) удерживаются в древесине не только силами трения, но и упором винтовой нарезки в прорезаемые ею в древесине винтовые желобки.

Расстановка шурупов и глухарей и размеры просверленных гнезд должны обеспечивать плотный обжим стержня глухаря древесиной без ее раскалывания. Расстояния между осями винтов в продольном направлении должны быть не менее $S_1 = 10 d_{2в}$; а поперек волокон $S_2 = S_3 = 5 d_{2в}$. Диаметр прилегающей к шву части гнезда должен точно соответствовать диаметру ненарезной части стержня глухаря. Для надежного упора винтовой нарезки выдергиваемого шурупа или глухаря диаметр заглубленной части гнезда по всей длине нарезной части глухаря должен быть на 2-4 мм меньше полного его диаметра.

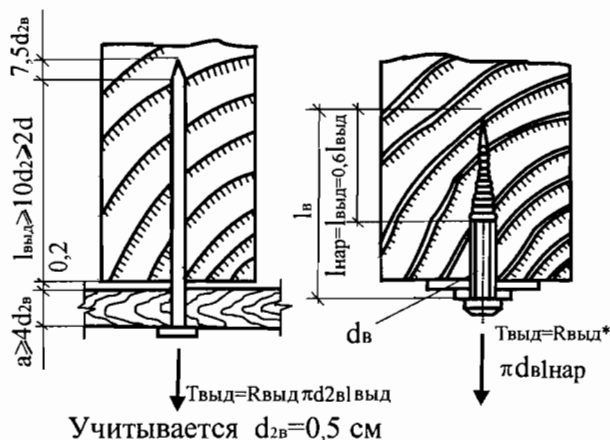


Рис. 3.32. Учет длины защемления гвоздей, работающих на выдергивание

Если при конструировании можно допустить разреженную расстановку шурупов и глухарей диаметром не более 8-16 мм, то сверлят гнезда уменьшенного на 2-3 мм диаметра на всю длину защемления.

При соблюдении указанных требований расчетную несущую способность на выдергивание шурупа или глухаря определяют по формуле:

$$T_{\text{выд}} = R_{\text{выд}} \pi d_{\text{винт}} l_{\text{защ}}$$

где $R_{\text{выд}}$ – расчетное сопротивление выдергиванию нарезанной части шурупа или глухаря, которое для воздушно-сухой древесины принимают 1 МПа; $d_{\text{винт}}$ – наружный диаметр нарезанной части, мм; $l_{\text{защ}}$ – длина нарезанной части шурупа или глухаря, мм.

Все поправочные коэффициенты к $R_{\text{выд}}$ вводят в соответствии с поправками на сопротивление смятию поперек волокон.

Глухари и шурупы лучше всего использовать для крепления к деревянным брусам и доскам металлических накладок, хомутов, шайб и т.п.

При этом глухари и шурупы заменяют не только нагели, но и стяжные болты. Если с помощью глухарей или шурупов присоединяют деревянные или фанерные элементы, работающие на отрыв, решающее значение приобретает не сопротивление выдергиванию нарезной части, а сопротивление смятию древесины головкой глухаря или шурупа. В таком случае необходимо под головку подкладывать металлическую шайбу размером $3,5 d_{винт} \times 3,5 d_{винт} \times 0,25 d_{винт}$.

Скобы (рис. 3.33) из круглой (или квадратной) стали толщиной 10-18 мм применяют в качестве вспомогательных или фиксирующих связей в сооружениях из круглого леса или брусьев, в мостовых опорах, лесах, бревенчатых фермах и т.п. В дощатых деревянных конструкциях скобы не применяют, так как они раскалывают доски. Скобы, как правило, забивают концами (шипами) в цельную древесину без сверления гнезд. Несущая способность одной скобы, забитой без сверления, даже при соблюдении увеличенных норм расстановки неопределенна.

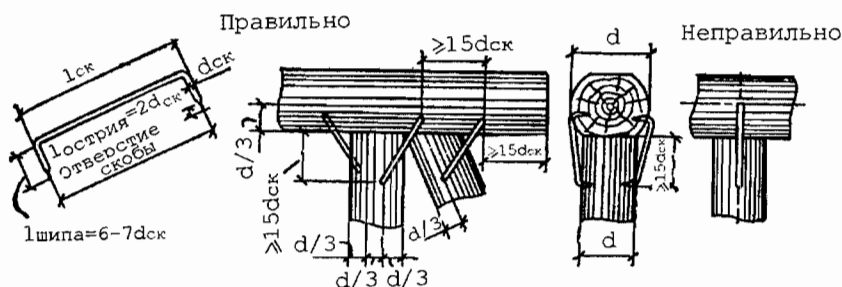


Рис. 3.33. Правильное и неправильное применение скоб в качестве растянутых вспомогательных связей

Экспериментальные исследования выявили эффективность забивки без сверления скоб из проката крестового профиля $d_{ск} = 15$ мм ($d_{ск}$ диаметр описанной окружности). При достаточной длине шипа (6-7 $d_{ск}$) несущая способность таких скоб приблизительно равна несущей способности нагеля из круглой стали диаметром 15 мм.

Хомуты, так же как и скобы, относятся к растянутым связям. Отличительной особенностью хомутов является охватывающее их положение по отношению к соединяемым деревянным элементам.

Рабочие болты и тяжи, т.е. растянутые металлические элементы, применяют в качестве анкеров, подвесок, растянутых элементов металлодеревянных конструкций, затяжек арок и сводчатых конструкций и т.п. Все элементы тяжей и рабочих болтов следует проверять расчетом по нормам для стальных конструкций и принимать диаметр не менее 12 мм.

При определении несущей способности растянутых стальных черных болтов, ослабленных нарезкой, учитывают уменьшенную площадь $F_{нт}$

и местную концентрацию напряжений σ_p ; поэтому принимают пониженные расчетные сопротивления. Расчетные сопротивления стали в параллельно работающих двойных и более тросах и болтах снижают уменьшением на коэффициент 0,85, учитывая неравномерность распределения усилий. В металлических тросах следует избегать местного ослабления рабочего сечения.

Рабочие болтовые связи и стяжные муфты применяют лишь в тех случаях, когда требуется монтажное или эксплуатационное регулирование длины. Располагают их в наиболее доступных местах металлодеревянных арок и ферм. Ненатяжное стыковое соединение затяжки из круглой стали, позволяющее транспортировать ее без разборки, показано на рис. 3.34,а.

Необходимые лишь в редких случаях натяжные стыки затяжек из круглой стали осуществляют с помощью натяжных муфт с разносторонней связью. При отсутствии муфт заводского производства можно изготавливать сварные муфты из двух (или лучше из четырех) квадратных гаск левой и правой резьбы, скрепленных на сварке двумя стальными планками (рис.3.34,б).

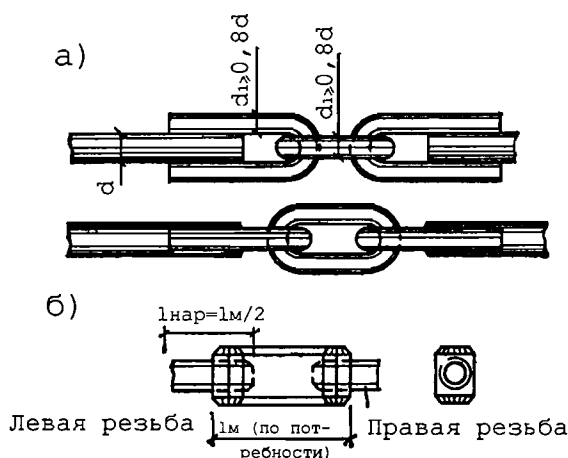


Рис. 3.34. Простейшие стыковые соединения тяжей из круглой стали:
а - складной ненатяжной и неразъемный растянутый стык;
б - стяжная муфта для натяжного разборного стыка

Стяжные болты, имеющие преимущественно монтажное значение и не рассчитываемые на восприятие определенного усилия, применяют почти во всех видах соединений, в том числе в нагельных соединениях и в врубках для обеспечения плотного прилегания сплавливаемых досок, брусев или бревен. Сечение стяжных болтов определяют по монтажным соображениям; оно должно быть тем больше, чем толще элементы соединяемого узла, т.е. чем больше ожидаемое сопротивление спрямляющему выгибу покоробленных или перекошенных досок или брусев. В случае разбухания древесины плотно стянутого болтом пакета досок стержень болта подвергается большому продольным растягивающим усилиям. Чтобы избежать при этом разрыва болта по сечению, ослабленного нарезкой, шайбы стяжных болтов

назначают с уменьшенной площадью смятия древесины. Безопасное для соединения вмятие шайбы в древесину в случае разбухания должно произойти раньше, чем напряжение стержня болта на разрыв достигнет опасного значения.

Сборно-разборный стык с двойным обжимом для растянутых клеевых элементов. Клеевые стыки растянутых элементов были исследованы В.Г. Михайловым в ЦНИИПС (1946-1947гг). Разрушение стыков происходило от раскалывания при низких напряжениях сдвига по плоскости разрушения. Наивысшее среднее напряжение сдвига при разрушении, равное 2,4 МПа, было достигнуто в стыке с обжимными клиньями (рис.3.35,в).

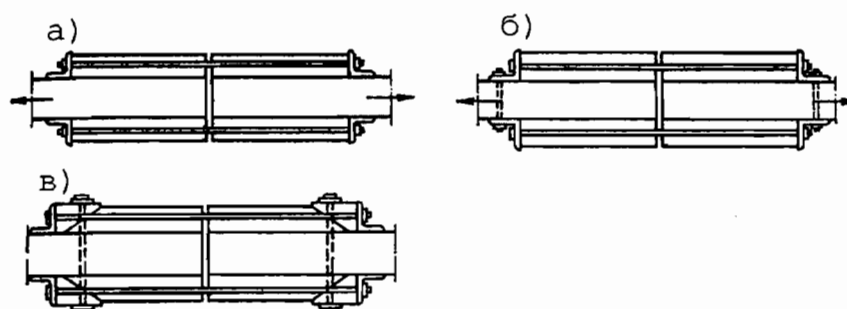


Рис. 3.35. Типы клееных стыков: а - простой натяжной стык; б - стык со стяжными болтами в опорных уголках; в - стык с обжимными клиньями

Стык с двойным обжимом (рис.3.36) перекрывается накладками 1 из полосовой стали, к которым приварены уголки 2. Усилия от растянутых деревянных элементов передаются на стальные накладки через перекрестные болты 3 и 4 и коротыши с нарезкой 5. К стыкуемым элементам приклеивают на концах деревянные накладки 7 со скошенными торцами для упора уголков 6 с таким расчетом, чтобы плоскость скалывания, начинающаяся от уголка, не совпадала с клеевым швом.

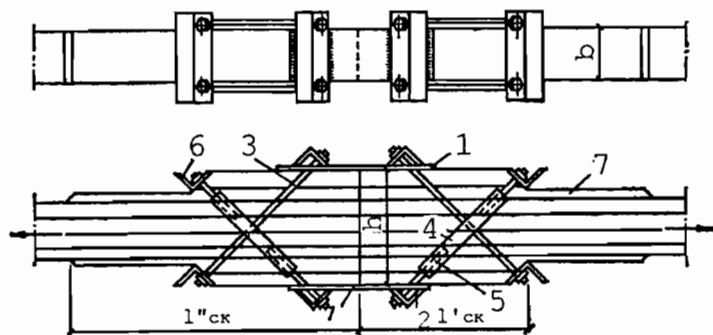


Рис. 3.36. Стык с двойным обжимом

Анализ испытаний растянутых стыков показывает, что сила, обжимающая элемент у начала плоскости разрушения (рис.3.37, а), противодействуя растягивающим напряжениям, одновременно создает дополнительные напряжения сдвига и тем самым увеличивает их концентрацию в опасной зоне. При создании на противоположном конце плоскости скалывания дополнительной силы обжима поперек волокон (как это имеет место в рассматриваемом стыке) напряжения сдвига выравниваются, уменьшаются их концентрация и возможность возникновения растягивающих поперек волокон напряжений (рис. 3.37, б).

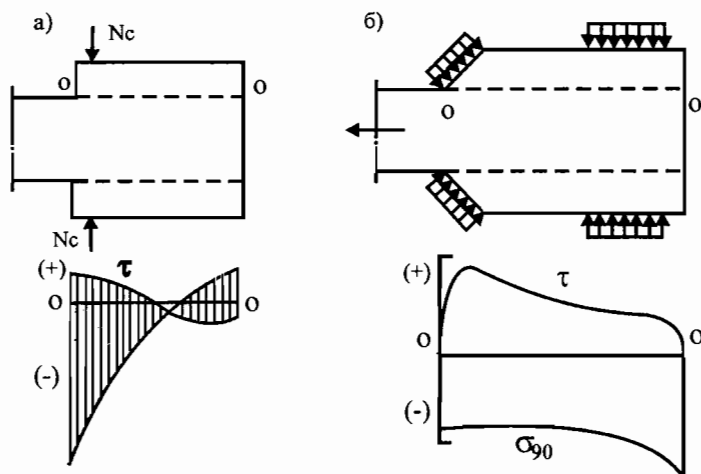


Рис. 3.37. Влияние поперечного обжима на напряженное состояние по плоскости скалывания: а - нормальные и касательные напряжения при поперечном сжатии; б - то же, при двойном обжатии и сдвиге

Стык с двойным обжатием является натяжным сборно-разборным соединением, создающим начальную плотность и позволяющим поддерживать её в дальнейшем в условиях эксплуатации (если не произойдет некоторая усушка соединяемых элементов).

Стык на скалывание по древесине рассчитывают из условия

$$l_{ск} \geq N_p / (2bR_{ск}^p)$$

Среднее значение расчетного сопротивления сдвигу определяют по формуле (см. раздел 3.2.2) :

$$R_{ск}^p = R_{ск} / [1 + \beta(l_{ск}/e)].$$

Соединения на наклонных металлических стержнях без применения клея

Соединения на наклонных металлических стержнях (НМС) применяют для производства изгибаемых деревянных элементов составного сечения

из цельной древесины (брусьев и окантованных бревен), влажность которых при изготовлении может превышать 15%. НМС устанавливают под углом 45° к направлению волокон в соединяемых элементах в заранее просверленные отверстия. Существуют следующие виды соединений на НМС (рис.3.38): на винченных стержнях (ВС), на стержнях с простыми шайбами (ПШ) и комбинированными шайбами (КШ).

Соединения ВС (рис. 3.38.а) работают за счет сцепления древесины с резьбой винченного стержня. Стержни имеют резьбу с укрупненным шагом по ГОСТ 11473 следующих параметров: наружный диаметр $d = 20$ мм, внутренний диаметр $d_{\text{вн}} = 15$ мм, шаг резьбы $t = 7$ мм. Стержни устанавливают в отверстия $d_{\text{отв}} = (d + d_{\text{вн}})/2$.

Соединения ПШ и КШ (рис. 3. 38.б,в) выполняют с применением стержней из арматурной стали класса АІ, АІІ, АЗ, которые устанавливают в отверстия $d_{\text{отв}} = d_{\text{стержня}}$. Передача усилия между стержнем и древесиной происходит через шайбы. В соединении ПШ шайбы выполняют из уголков, размер полки $a_{\text{ш}}$ которых не должен превышать $1/3$ толщины соединяемых элементов. Шайбы в соединении ПШ устанавливают на деревянных элементах в подрезки треугольной формы. В соединении КШ стержни закрепляют на древесине шайбами в виде спаренных распределительных полос суммарной шириной $b_{\text{ш}}$, расстояние между которыми соответствует диаметру стержня. Полосы объединяют НМС в нагельную обойму.

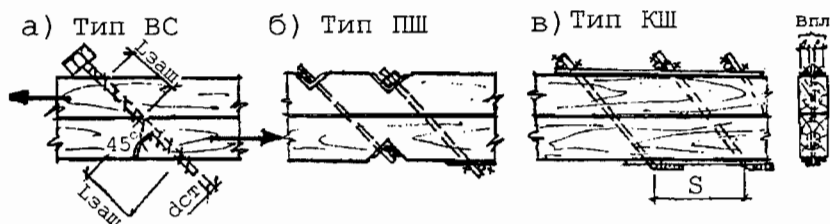


Рис. 3.38. Соединения на наклонных металлических стержнях без применения клея: а - на винченных стержнях (ВС); б - на стержнях с шайбами (ПШ); в - на стержнях с комбинированными шайбами (КШ)

В соединении на НМС стержни работают на растяжение с изгибом. Расчетная несущая способность одного стержня из условия растяжения

$$T_{cm} = R \times F,$$

где R - расчетное сопротивление древесины, F - рабочая площадь соединения: для соединений ВС - $R=1.3$ МПа, $F=\pi \times d \times L_{\text{заш}}$; $L_{\text{заш}}$ - длина части стержня, зашпеленной в одном брус; для соединений ПШ - $R=6.2$ МПа, $F=a_{\text{ш}}b_{\text{ш}}$ - рабочая площадь шайбы, через которую передается усилие между наклонным стержнем и древесиной ($a_{\text{ш}}$ и $b_{\text{ш}}$ - соответственно размер полки

и ширина шайбы из уголка); для соединений КШ - $R=2.6$ МПа, $F=b_n \times S$, b_n - суммарная ширина полосы, объединяющей наклонные стержни, S - шаг расстановки НМС.

Из условия изгибной жесткости требуемый диаметр стержня составит

$$D_{CT} = 1.882 \times \sqrt[3]{\frac{N_{сдв} \times h}{R_u \times K_{осн}}} \times K_{сч}$$

где $N_{сдв}$ - сдвигающее усилие в шве сплачивания, приходящееся на 1 стержень; h - высота поперечного сечения отдельной ветви; R_u - расчетное сопротивление арматурной стали изгибу; $K_{осн}$ - коэффициент, учитывающий работу стержня как балки на упругом основании. Для древесины сосны $K_{осн} = 15$; $K_{сч}$ - коэффициент, учитывающий количество слоев в составном сечении ($K_{сч}=1$ при составном сечении из двух слоев, $K_{сч}=0.9$ при сечении из трех слоев).

Соединения на НМС в конструкциях составного сечения не только препятствуют взаимному сдвигу соединяемых элементов, но воспринимают главные растягивающие напряжения и выполняют функции армирования. Расстановка НМС соответствует расстановке стальных цилиндрических нагелей.

Соединения на вклеенных стальных стержнях, работающих на выдергивание или продавливание вдоль или поперек волокон.

Применение соединений на вклеенных стержнях из арматуры периодического профиля класса А-II, А-III диаметром 12-25 мм, работающих на выдергивание и продавливание; допускается в условиях эксплуатации конструкций при температуре окружающего воздуха не превышающей 35°C. Влажность древесины, предназначенной для вклеивания стержней, не должна превышать 12%.

Предварительно очищенные и обезжиренные стержни вклеивают составами на основе эпоксидных смол в просверленные отверстия или в профрезерованные пазы (рис.3.39). Диаметры отверстий или размеры пазов следует принимать на 5 мм больше диаметров вклеиваемых стержней.

Расчетную несущую способность такого стержня на выдергивание или продавливание вдоль и поперек волокон в растянутых и сжатых элементах деревянных конструкций из сосны и ели следует определять по формуле:

$$T = R_{скр}[d+0,005] lk_{ск},$$

где d - диаметр вклеиваемого стержня, м; l - длина заделываемой части стержня, м, которую следует принимать по расчету, но не менее $10d$ и не более $30d$; $k_{ск}$ - коэффициент, учитывающий неравномерность распределения напряжений сдвига в зависимости от длины заделываемой части стержня, который определяют по формуле $k_{ск}=1,2-0,02(1/d)$, $R_{ск}$ - расчетное сопротивление древесины скалыванию.

Расстояние между осями вклеенных стержней вдоль волокон следует принимать не менее $S_2=3d$, а до наружных граней – не менее $S_3=2d$.

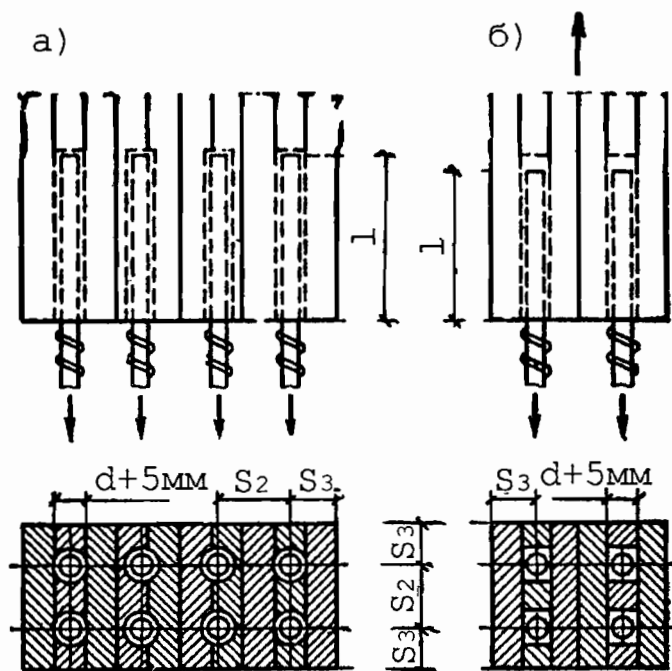


Рис. 3.39. Соединения на вклеенных стержнях из арматуры периодического профиля: а - в цилиндрические отверстия; б - в профрезерованные пазы

Соединения на наклонных вклеенных стержнях

Соединения на наклонных вклеенных стержнях (рис. 3.40) применяют для ремонта и усиления находящихся в эксплуатации конструкций (рис. 3.40.а), для армирования при изготовлении дощатоклеенных элементов (рис. 3.40.б), для сплачивания и сращивания деревянных элементов (рис. 3.40.в,г), для создания узловых сопряжений (рис. 3.40.д). Материалы для соединений: стержни из арматуры периодического профиля класса А-II, А-III, А-IV диаметром 16-24 мм, для радиопрозрачных сооружений и в зданиях с агрессивной средой - стержни из стеклопластика типа АГ-4С. Клей - ЭПЦ-1.

При наклонном расположении стержней глубина вклеивания составляет от 10 до 30 диаметров, но не более 1 м. Стержни устанавливают в за-

ранее просверленные отверстия, $d_{отв} = d_{ст} + 5 \text{ мм}$. Рекомендуемая величина угла наклона стержней по отношению к волокнам - 30-45 градусов. При увеличении угла клеивания снижается несущая способность соединения, возрастает его деформативность. Стержни могут иметь продольную борозду для равномерного распределения клея в канале отверстия. Стержни могут быть установлены по одному, а также нагельными группами, в которых стержни объединены стальной анкерной пластиной (рис. 3.40.е). Для повышения огнестойкости соединений рекомендуется закрывать анкерные пластины защитным слоем из негорючих материалов типа ЦСП. Технология установки клеенных стержней предусматривает принудительную подачу клея в отверстия инъектированием, шунтирование канала отверстия при установке стержней, сварку стальных деталей на древесине. Время полимеризации клея при установке стержней на стадии сборки конструкции - не менее 8 часов. Наклонно клеенные стержни в соединении работают на осевое растяжение (сжатие) и растяжение с изгибом.

Расчетная несущая способность наклонно клеенных стержней, N , в зависимости от вида напряженного состояния и угла клеивания определяется по формулам, представленным в табл. 3.8. Угол клеивания - угол между направлением стержня и направлением волокон в древесине.

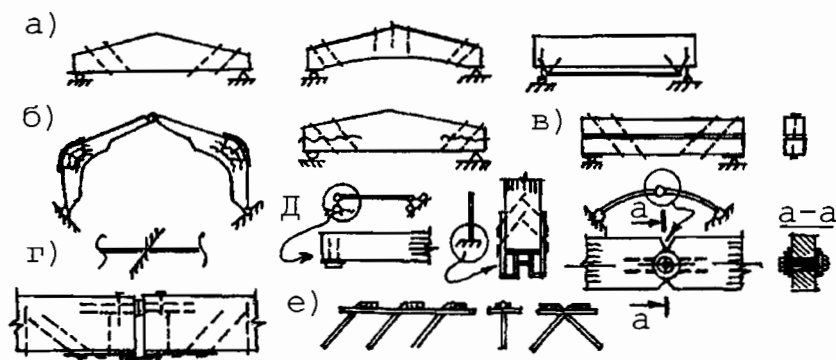


Рис. 3.40. Соединения на наклонных клеенных стержнях: а - для армирования при изготовлении дощатоклеенных элементов; б - для ремонта и усиления находящихся в эксплуатации конструкций; в - для сплачивания и сращивания деревянных элементов; г - для сращивания деревянных элементов; д - для создания узловых сопряжений; е - нагельная группа - общий вид

Таблица 3.8. Формулы для определения расчетной несущей способности клеенного стержня

Вид напряженного состояния	Материал стержня	Угол вклеивания α , градусы	Формула, где d и $L_{вкл}$ [мм]
Сдвиг как в нагельном соединении, при передаче сдвигающего усилия вдоль волокон	арматура класса А-II	90 (Стержни установлены поперек волокон древесины соединяемых элементов)	$T_n = 20d^2 + 0.2 \times L_{вкл}^2$ но не более $32 \times d^2$
	арматура класса А-III		$T_n = 25d^2 + 0.2 \times L_{вкл}^2$ но не более $37 \times d^2$
	арматура	45	$T = 40 d^2$ - для арматуры кл. А-II $T = 50 d^2$ - для арматуры кл. А- III
	арматура при сварке с полосой		$T = 55 d^2$ - для арматуры кл. А-II $T = 70 d^2$ - для арматуры кл. А- III
Растяжение с изгибом	арматура	30-60	$(N_p/T_n)^2 + Q/T_n \leq 1$ N_p, Q - растягивающая и сдвигающая составляющие расчетного усилия на 1 стержень
Продавливание или выдергивание	арматура стеклопластик	30-90	$T = 4 \times \pi \times d_{отв} \times L_{вкл}$ $T = 3.5 \times \pi \times d_{отв} \times L_{вкл}$
Выдергивание с изгибом	арматура	30	$T = 180 d^2$
Связь в составном изгибаемом элементе	арматура	30	$T = 130 d^2$

Глава 3.4 Соединения на клеях

3.4.1 Требования, предъявляемые к клеям для несущих конструкций

Равнопрочность, монолитность и долговечность клеевых соединений в деревянных конструкциях могут быть достигнуты только применением водостойких конструкционных клеев. Долговечность и надежность клеевого соединения зависят от устойчивости адгезионных связей, вида клея, его качества, технологии склеивания, эксплуатационных условий и поверхностной обработки досок.

Клеевой шов должен обеспечивать прочность соединения, не уступающую прочности древесины на скалывание вдоль волокон и на растяжение поперек волокон. Прочность клеевого шва, соответствующую прочности

древесины на растяжение вдоль волокон, пока еще не удастся получить, поэтому в растянутых стыках площадь склеиваемых поверхностей приходится увеличивать приметно в 10 раз косой срезкой торца на ус или на зубчатый шип.

Плотность (беспустотность) контакта клеящего вещества со склеиваемыми поверхностями должна создаваться еще в вязко-жидкой фазе конструкционного клея, заполняющего все углубления и шероховатости, благодаря способности смачивать склеиваемую поверхность. Чем ровнее и чище склеиваемые поверхности и чем плотнее они прилегают одни к другим, тем плотнее монолитность склеивания, тем равномернее и тоньше клеевой шов. Деревянная конструкция, монолитно склеенная из сухих тонких досок, обладает значительными преимуществами перед брусом, вырезанным из цельного бревна, но для реализации этих преимуществ необходимо строгое соблюдение всех условий технологии индустриального производства клеевых деревянных конструкций.

После отверждения конструкционного клея от сформировавшегося клеевого шва требуется не только равнопрочность и монолитность, но и водостойкость, теплостойкость и биостойкость. При испытаниях разрушение опытных образцов клеевых соединений должно происходить по склеиваемой древесине, а не по клеевому шву (с разрушением внутренних, когезионных связей) и не в пограничном слое между клеевым швом и склеиваемым материалом (с разрушением пограничных, адгезионных связей).

3.4.2. Виды клеев

Клеевые содинения применялись давно, главным образом в столярных изделиях. В начале XX в. в Швейцарии, Швеции и Германии стали применять несущие деревянные конструкции, соединенные на казеиновом клее. Некоторые из этих деревянных конструкций, надежно защищенные от увлажнения, сохранились до наших дней. Однако в полной мере удовлетворить требованиям, предъявляемым к соединениям элементов несущих конструкций современных капитальных сооружений, белковые клеи животного и, тем более, растительного происхождения не могли.

Решающее значение для современного индустриального производства клеевых деревянных конструкций на новой технологической базе имеет развитие химии полимерных материалов и производства синтетических клеев. Синтетические полимерные материалы с запланированными свойствами позволяют обеспечить требуемые прочность и долговечность клеевых соединений. Поиск оптимального ассортимента конструкционных клеев и соответствующих режимов поточного производства клеевых конструкций продолжается, но уже сейчас имеется набор синтетических клеев, которые позволяют соединять деревянные строительные детали не только с деревом, но и с синтетическими полимерными материалами и даже с металлическими деталями.

В отличие от казеиновых и других белковых клеев синтетические конструкционные клеи образуют прочный водостойкий клеевой шов в результате реакции полимеризации или поликонденсации. В настоящее время в основном применяют резорциновые, фенольно-резорциновые, алкилрезорциновые, фенольные клеи. Согласно СНиП П-25-80, выбор типа клея зависит от температурно-влажностных условий, при которых будут эксплуатироваться клееные конструкции.

Эластичность и вязкость клеевого шва особенно важна при соединении деревянных элементов с металлическими, фанерными, пластмассовыми и другими конструктивными элементами, имеющими температурные, усадочные и упругие характеристики. Однако использование эластичных каучуковых клеев в напряженных соединениях, как правило, недопустимо из-за недостаточной прочности таких соединений и чрезмерной ползучести их при длительном нагружении.

Чем суше и тоньше склеиваемые доски, тем меньше опасность образования в них трещин. Если усушечное коробление недосушенных досок произойдет еще до отверждения клеевого шва, но после прекращения давления пресса, то склеивание будет необратимо нарушено, хотя возможно, что этот брак обнаружится лишь позднее, когда трещина раскроется по клеевому шву.

3.4.3. Виды соединений на клею

Растянутый стык клееных элементов в заводских условиях изготавливают на зубчатый шип (рис. 3.41, а, б) с уклоном склеиваемых поверхностей зуба примерно 1 : 10. Это унифицированное решение, по прочности не уступающее решению стыка на ус (при том же уклоне), более экономично по затрате древесины и более технологично в производстве; поэтому оно должно полностью заменить при заводском изготовлении все остальные виды стыков.

Зубчатый шип одинаково хорошо работает на растяжение, изгиб, кручение или сжатие. Согласно испытаниям, прочность такого стыка на клее КБ-3 даже на разрыв оказалась не ниже прочности цельного бруска, ослабленного «нормальным» для 1-го сорта сучком размером 1/4—1/6 ширины соответствующей стороны элемента.

На практике рекомендуется использовать наиболее технологичный вариант (рис. 3.41, б) с нарезкой шипов перпендикулярно пласти. Этот вариант применим при любой ширине склеиваемых досок, даже слегка покоребленных (рис. 3.41, в). При стыковании клееных блоков больших сечений приходится применять склеивание холодным (или теплым) способом.

Для сращивания фанерных листов в заводском производстве таким же унифицированным неразборным видом соединения служит стыковое соединение на ус (рис. 3.41, г); его применение в напряженных элементах кон-

струкций требует соблюдения следующих условий: длину уса принимают равной 10—12 толщине фанеры, а направление волокон наружных шпонов (рубашек) должно совпадать с направлением действующих усилий. Ослабление обычной фанеры стыком на ус учитывают коэффициентом $K_{осл}=0,6$, а бакелизированной фанеры коэффициентом 0,8.

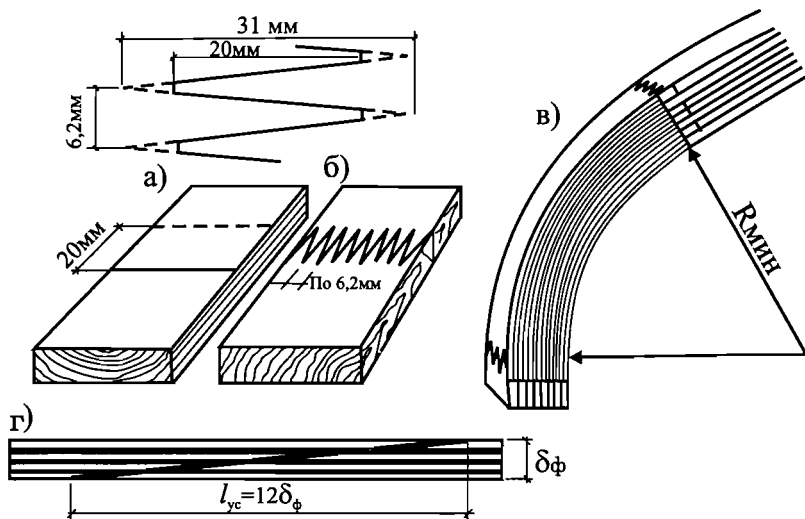


Рис. 3.41. Нормальное продольное сращивание элементов дощато-клееных ДК на “зубчатый шип” и фанерных элементов “на ус”, осуществляемое в заводских условиях

Глава 3.5. Соединения пластмасс

Элементы строительных конструкций из пластмасс соединяют склеиванием, сваркой и механически – болтами, заклепками, самонарезающими шурупами и винтами. Часто применяются комбинированные соединения – клеезаклепочные, клеесварные и т. п.

3.5.1. Виды клеевых соединений пластмассовых элементов

Склеивание является одним из основных способов соединения пластмассовых элементов как между собой, так и с различными другими материалами. Преимущества этого способа соединений заключаются в отсутствии ослаблений в соединяемых элементах, возможности соединения разнородных материалов, обеспечения герметизации соединяемых швов и др.

Прочность клеевого соединения определяется силами адгезии и когезии. Адгезией клея называется способность его к сцеплению со склеиваемыми поверхностями (подложкой), а когезией - сцепление между частицами самого клея.

Силы адгезии объясняются адсорбционными, диффузионными и электрическими явлениями. При склеивании между собой, например, термопластов большое значение имеют диффузионные процессы, при которых происходит взаимное проникновение молекулярных цепей в поверхностные слои склеиваемых материалов. Для склеивания пористых материалов, например, пенопластов, большое значение имеет механическая адгезия, т. е. затекание жидкого клея в поры и его затвердевание. При склеивании материалов с незначительной пористостью преобладает действие межмолекулярных сил на границе раздела клеевой пленки и склеиваемого материала. Когезионные силы определяются в основном межмолекулярным взаимодействием.

Прочность клеевого соединения зависит от подготовки поверхности склеиваемых элементов, толщины клеевого слоя, давления при склеивании, длительности и температуры выдержки после склеивания. Поверхность склеиваемых материалов должна быть чистой и шероховатой. Оптимальная толщина клеевого слоя должна составлять 0,1 мм.

Для склеивания пластмасс применяются эпоксидные (ЭПЦ-1), фенолформальдегидные (КГ - 3), полиэфирные (ПН -1), каучуковые (88-Н, 88-ПН) клеи.

Клеевой слой, нанесенный на поверхность склеиваемых элементов, необходимо предварительно выдержать до полного удаления растворителя, а затем произвести контактирование поверхностей и нагрев при температуре 90 - 100 °С в течение 10 -15 мин.

Если выдерживать нанесенный клеевой слой до состояния отлипа и производить склейку при нормальной температуре, отверждение клея произойдет через 1 - 2 суток.

Каучуковые клеи весьма эластичны, поэтому их применяют при склеивании материалов с различными коэффициентами температурно- влажностной деформации и при воздействии вибрационных нагрузок. Однако по сравнению с другими клеями они хуже работают при длительных нагрузках, а также при повышенных температурах.

Для склейки термопластичных материалов можно применять растворители. При нанесении на термопласт растворителя происходит его набухание с появлением на поверхности клейкой массы, способной образовать прочный клеевой шов при небольшом давлении. Для склейки каждого термопласта необходим выбор специального растворителя.

Виды клеевых соединений весьма разнообразны и принимаются в каждом отдельном случае в зависимости от типа конструкций, применяемого материала, толщины элементов и т. п.

На рис. 3.42 показаны основные разновидности клеевых соединений пластмасс. Стык впритык (а) применяют только для сжатых или слаборастянутых элементов. Клеевое соединение внахлестку (б) является более прочным, поскольку имеет развитую площадь клеевого шва, работающего в основном на сдвиг. Однако в этом соединении возникает изгибающий мо-

мент N^*e , который приводит к появлению нежелательных отрывающих усилий. Чтобы устранить возникновение этих усилий, делают соединение внахлестку с подгибанием концов соединяемых элементов (в), а также стык с одной (г) или двумя (д) накладками. Длина полунакладок, а также длина стыка внахлестку принимается не менее 20 толщин для стеклопластиков, 50 для металла и 8 для асбестоцемента.

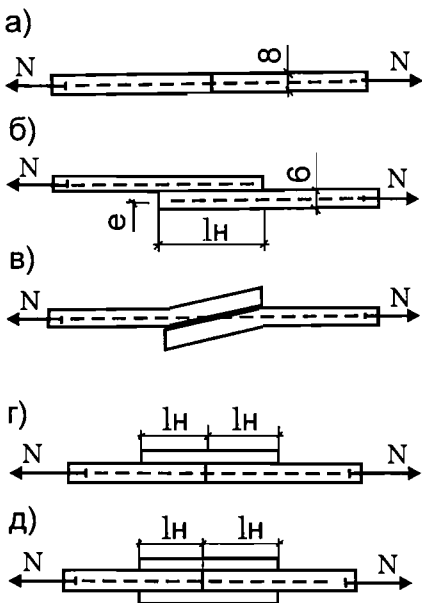


Рис. 3.42. Разновидности клеевых соединений пластмасс: а - впритык; б - внахлестку; в - внахлестку с подгибанием концов соединяемых элементов; г - впритык с одной накладкой; д - впритык с двумя накладками

В табл. 3.9 приведены сопротивления клеевых соединений пластмасс.

3.5.2. Сварные соединения пластмасс

Сварка пластмасс - технологический процесс, с помощью которого получают неразъемные соединения пластмассовых элементов и узлов. Сварка пластмасс бывает термическая и химическая. Лучше всего термической сваркой соединяются термопласты: винипласт, полиэтилен, полипропилен, полиметилметакрилат (оргстекло) и т. д.

В основе процесса сварки термопластов лежит их способность к самослипанию при повышенных температурах (аутогезия).

Однако температура соединяемых поверхностей должна быть не выше температуры начала интенсивного разложения (деструкции) данного полимера, так как может произойти частичная деструкция и снижение прочности материала в зоне сварки. В табл. 3.10 приведены температуры текучести, деструкции и интервалы температур сварки для некоторых термопластов.

Таблица 3.9. Расчетные характеристики клеевых соединений

Клей	Склеиваемые материалы	опротивление ,МПа (КГс/ см ²)						Коэффициент однородности K _{одн}	Модуль ,ГПа (кгс/см ²)				Коэффициент Пуассона μ	Коэффициентного расширения α 10 ⁻⁶
		нормативное		расчетное					упругости		сдвига			
		растяжению R * p	сдвигу R * сд	растяжению		сдвигу			кратк. E *	длит. E	кратк. G *	длит. G		
				кратк. R * p	длит. R p	кратк. R * сд	длит. R сд							
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Эпоксидный ЭПЦ-1 на смоле ЭД-5	(алюминий с алюминием)	40 (400)	27 (270)	22 (220)	6,5 (65)	14,8 (148)	4,5 (45)	0,55	3,5 (35000)	1,05 (10500)	1,25 (10250)	0,37 (3700)	0,4	34
	(алюминий с ДВП)	12 (120)	10 (100)	6,6 (66)	2 (20)	5,5 (55)	1,6 (16)	0,55	3,5 (35000)	1,05 (10500)	1,25 (10250)	0,37 (3700)	0,4	34
	(асбоцемент с асбоцементом)	2 (20)	— *	1,1 (11)	0,48 (4,8)	— *	— *	$\frac{0,4^{**}}{0,6}$	3,5 (35000)	1,05 (10500)	1,25 (10250)	0,37 (3700)	0,4	
Полэфирный марка ПН-1	(стеклопластик со стеклопластиком)	22 (220)	12 (120)	12,1 (121)	3,6 (36)	6,6 (66)	2 (20)	0,55	4 (40000)	1,2 (12000)	14 (140000)	0,43 (4300)	0,4	34
Каучуковый марок 88-Н, 88-НП	(алюминий с пенопластами)	1 (10)	1 (10)	0,35 (3,5)	$4 \cdot 10^{-2}$ (0,4)	0,35 (35)	$4 \cdot 10^{-2}$ (0,4)	0,35	9 *** (90)	0,9*** (9)	3 *** (30)	0,3*** (3)	0,5	—
Каучуковый марок 88-Н, 88-НП	(алюминий с ДВП)	3 (30)	5 (50)	1,05 (105)	0,2 (2)	1,75 (175)	0,35 (35)	0,35	9 *** (90)	0,9*** (9)	3 *** (30)	0,3*** (3)	0,5	—

* - расчетные характеристики определяются прочностью склеиваемых материалов; ** - в числителе - значение коэффициента при равномерном отрыве, в знаменателе - при сдвиге; *** - в МПа.

Таблица 3.10. Температурные режимы термопластов

Термопласт	Температура, °С		
	текучести	деструкции	сварки
Винипласт	180	240	200 - 240
Полистирол	150	220	150 - 160
Оргстекло	180	220	190 - 220

Для получения сварного соединения термопластов необходимо нагреть соединяемые поверхности до вязкотекучего состояния и привести их в контакт между собой или с присадочным, также нагретым, материалом.

Для лучшего контакта соединяемых поверхностей их необходимо сжать под определенным давлением, а для протекания диффузионных процессов следует выдержать в течение некоторого времени (время сварки) без снятия давления и с сохранением температуры сварки. Давление на свариваемые поверхности составляет от 0,1 до 2 МПа (от 1 до 20 кгс/см²) в зависимости от вида материала и метода сварки; от тех же факторов зависит и время сварки. При локальном нагреве шва и большой текучести материала диффузия происходит практически мгновенно, что обуславливает быстрый процесс сварки таких материалов, как винипласт, полиэтилен, полистирол и т. д.

Способы сварки пластмасс можно квалифицировать по указанным ниже признакам.

I. По характеру соединения свариваемых поверхностей :

- 1). Сварка с присадочным материалом (прутковая сварка);
- 2). Сварка без присадочного материала (беспрутковая сварка).

II. По способу нагрева шва :

1). Сварка газовым теплоносителем (применяется для полимерных тканей, пленочного, листового и профильного материала, в кровельных покрытиях, геомембранах и др. гидроизолирующих покрытиях).

2). Сварка контактным нагревом ;

а). Нагретыми инструментами (лезвием, паяльником) (применяется для пленочного, листового и профильного материала);

б). Закладным металлическим нагревателем (вкладышем), помещенным между свариваемыми поверхностями термопласта; нагрев вкладыша производится либо индукционным методом, либо пропусканием электрического тока; в результате нагрева вкладыша поверхности термопласта соединяются между собой, а вкладыш замоноличивается в шве;

в). Горячим прессованием с помощью нагретых поверхностей прессов, роликов, утюгов ;

3). Сварка диэлектрическим нагревом в поле токов высокой частоты (ТВЧ);

(применяется для сварки материалов с большими диэлектрическими потерями);

4). Сварка фрикционным нагревом (сварка трением) (применяется для жестких тел вращения) ;

5). Сварка путем акустического нагрева – ультразвуковая сварка ;

6). Сварка с помощью инфракрасного нагрева .

III. По способу приложения давления на шов – точечная , шаговая и шовная (ручная и роликовая) сварка .

IV. По степени механизации сварочных процессов – ручная, полуавтоматическая и автоматическая сварка.

При выборе метода сварки нужно принимать во внимание:

- вид применяемого термопласта и его форму (пленка, лист, профильные изделия);

- серийность изготовления одинаковых изделий (повторяемость);

- возможность заводского изготовления или необходимость производства сварки на месте монтажа.

Наибольшее распространение в строительстве получила сварка термопластов газовым теплоносителем, нагретым инструментом, закладным нагревателем и токами высокой частоты.

Особенностью применения сварки термопластов в строительстве является необходимость выполнения швов большой протяженности в построечных условиях или в мастерских на объектах строительства. Наиболее приемлемыми являются следующие методы сварки с использованием переносного оборудования.

Сварка газовым теплоносителем является самым распространенным методом сварки термопластов и применяется для соединения как жестких, так и мягких материалов, с присадочным прутом и без него .

В качестве газового теплоносителя используют воздух или инертные газы (последние – для предотвращения окисления полимеров типа полиэтилена). Для нагрева газа наибольшее распространение, благодаря простоте конструкции и безопасности в работе, находят электрические аппараты горячего воздуха, питаемые от сети переменного тока напряжением 36 — 220 В (рис. 3.43).

При ручной прутковой сварке струей горячего газа, выходящего из горелки, нагревается свариваемый материал и присадочный пруток, диаметр которого составляет 3 или 4 мм. По мере размягчения прутка его вдавливают в шов последовательными проходами . Количество проходов прутка в шве зависит от конструкции последнего. На рис. 3.44 приведены основные типы сварных соединений пластмасс. На рис. 3.45 показан рациональный способ сварки пластмассовых деталей различной толщины.

Наиболее широко метод сварки газовым теплоносителем применяется при изготовлении разнообразных изделий и конструкций из винилпласта, ПВХ, полиэтилена, полипропилена.

Сварка нагретыми инструментами. Процесс сварки заключается в следующем (рис. 3.46): свариваемые заготовки 1 приводят в контакт с нагретым

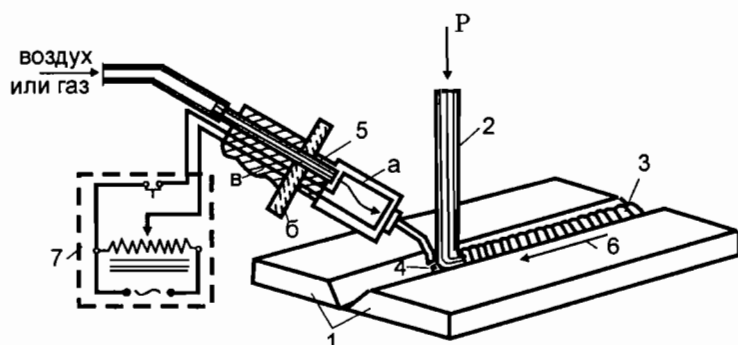


Рис. 3.43. Схема процесса сварки горячим газом: 1 - свариваемые детали; 2 - присадочный пруток; 3 - сварочный шов; 4 - струя нагретого газа; 5 - пистолет для сварки пластмасс (а - нихромовая спираль, б - защитный щиток, в - рукоятка); 6 - направление сварки; 7 - прибор регулировки температуры нагрева газа; Р - давление на пруток при сварке

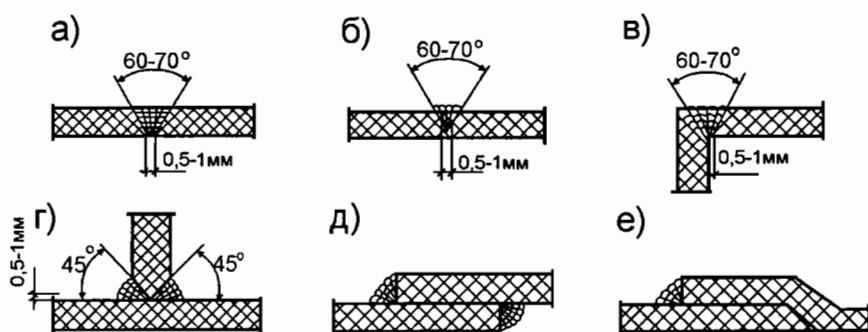


Рис. 3.44. Основные типы сварных соединений пластмасс: а - стыковой V - образный; б - стыковой Х - образный; в - угловой; г - валиковый под углом; д - валиковый двусторонний внахлестку; е - валиковый односторонний внахлестку

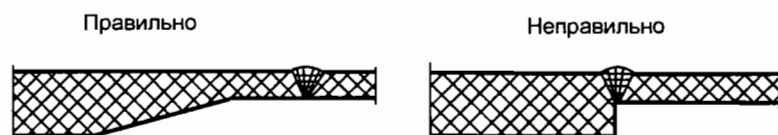


Рис. 3.45. Сварка деталей различной толщины

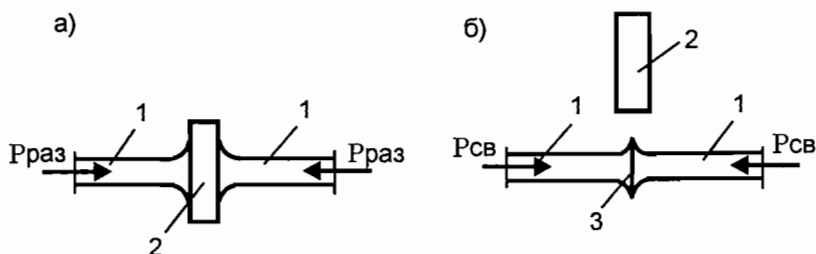


Рис. 3.46. Сварка нагретым инструментом: а - разогрев деталей; б - сваривание деталей; $P_{раз}$ - давление при разогреве; $P_{св}$ - давление при сварке

тым инструментом 2. После размягчения пластмассы нагретый инструмент убирают, а заготовки соединяют и охлаждают под давлением. При этом образуется сварной шов 3.

Особенно широко этот метод применяется при сварке полиэтиленовых труб. Чаще всего нагрев инструментов производят электронагревателями. Ввиду неизбежных теплопотерь температура нагретого инструмента должна быть несколько выше температуры сварки термопласта.

Сварка закладным нагревателем. В отличие от сварки нагретым инструментом, при этом способе нагреватель в виде металлического вкладыша не убирается, а замонтичивается в шве. Наиболее рационально применять вкладыш в виде проволоки, нагреваемой пропускаемым через нее электрическим током, для чего можно использовать переносный аккумулятор.

Сварка токами высокой частоты основана на способности пластмасс разогреваться во внешнем переменном высокочастотном электрическом поле за счет поляризации, т. е. смещения заряженных частиц в направлении поля. Свариваемый материал помещается между электродами, к которым подведено высокочастотное переменное напряжение. При достижении необходимой температуры прикладывается сжимающее усилие для создания плотного контакта между свариваемыми поверхностями, и в таком состоянии изделие охлаждается.

Преимуществом этого метода являются небольшие затраты электроэнергии, высокие механические свойства сварного шва и высокая производительность.

Для характеристики прочности шва обычно берут его среднюю прочность на разрыв, отнесенную к прочности цельного материала. Полученная величина называется коэффициентом качества шва.

Коэффициент качества сварного шва k_c зависит от материала, типа шва и метода сварки. При ручной сварке возможны местные перегревы, что приводит к снижению прочности материала и к уменьшению k_c .

При строгом контроле за соблюдением технологических режимов процесса и качеством прутковой сварки для винипласта могут быть приняты указанные в табл. 3.11. значения коэффициента k_c .

Таблица 3.11. Значение коэффициента k_c

Способ сварки	Шов	k_c
Автоматический	Х-образный	0,85 – 0,95
Полуавтоматический	– " –	0,75- 0,85
	– " –	0,7- 0,75
Ручной	У-образный	0,6-0,65
	Угловой	0,35-0,45

При беспрутковой сварке на ус газовым теплоносителем и при контактной сварке встык $k_c = 0,8 - 1$.

Термореактивные пластмассы не обладают способностью размягчаться при нагревании, поэтому их сварка является практически невозможной. Однако в нашей стране был разработан так называемый химический способ сварки термореактивных пластмасс. Этот способ основан на том, что в полимерах, находящихся в отвержденном состоянии, на малых участках молекул сохраняются химически активные группы. В определенных условиях активные группы, расположенные на поверхности одного из соединяемых изделий, могут непосредственно или с помощью специального присадочного материала вступать в реакцию с активными группами молекул на поверхности другого изделия. Химическая сварка может быть применена для изделий, изготовленных из пластмасс на основе отвержденных фенолформальдегидных, полиэфирных, эпоксидных и кремнийорганических смол.

3.5.3. Комбинированные - клеесварные, клеезаклепочные и клеевинтовые соединения

Конструкции из пластмасс можно соединять комбинированными способами, обладающими повышенной огнестойкостью. Основные типы этих соединений показаны на рис. 3.47.

Клеесварные соединения (а) чаще всего применяют для металлических элементов, например, для прикрепления алюминиевых обшивок к каркасу панелей. При изготовлении клеесварных конструкций используют клей марки КС-609, а также эпоксидные ЭПЦ-1) или эпоксидно - каучуковые (К-153) клеи.

Вследствие ослаблений в соединяемых элементах клеезаклепочные, их разновидность – клеетрубные (б, в) и клеевинтовые (г) соединения имеют меньшую прочность при одной и той же толщине соединяемых элементов, чем клеесварные.

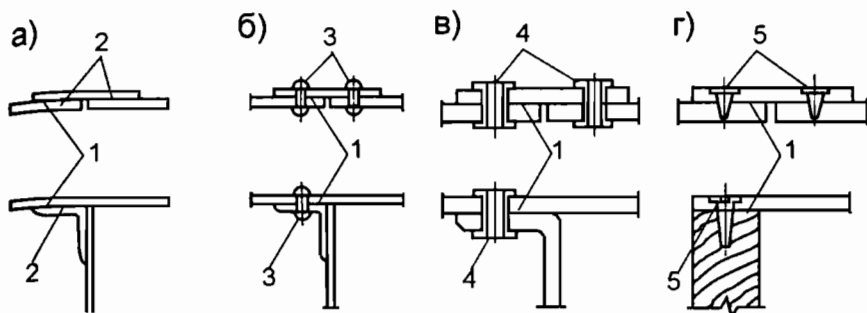


Рис. 3.47. Основные виды комбинированных соединений пластмасс: а - клеесварные; б - клеезаклепочные; б - клеетрубчатые; г - клеевинтовые; 1 - клеевой шов; 2 - сварные точки; 3 - заклепки; 4 - трубчатые заклепки, заполненные расширяющимся цементом; 5 - винты

Заклепки и самонарезающие винты вставляют в отверстия сразу же после нанесения клея или после его отверждения. Диаметр отверстия должен быть больше диаметра стержня заклепки на 0,1 - 0,15 мм. При толщине соединяемого пакета, равной или менее 3 мм, диаметр заклепок принимается не менее толщины пакета. Заклепки и винты применяют в основном в конструкциях панелей для присоединения обшивок из стеклопластика или алюминия к каркасу.

Длину стержня заклепки l_3 определяют по формуле

$$l_3 = 1,3 d_3 + \delta,$$

где d_3 - диаметр заклепки; δ - толщина пакета.

Диаметр винтов при толщине соединяемых элементов 0,5-1 мм принимается от 3 до 3,5 мм, а при толщине элементов 1-3 мм - от 4 до 5 мм.

Длина стержня винта принимается на 5 мм больше толщины пакета.

Трубчатые заклепки, заполненные расширяющимся цементом, применяют для соединения относительно слабых и хрупких материалов, например, асбоцементных листов. Трубчатые заклепки изготавливают из мягкой стали. Толщина стенки заклепки принимается 0,8 - 1 мм, а длина ее должна превышать толщину соединяемого пакета на 3 мм.

Максимальный шаг сварных точек, заклепок и винтов принимается по табл.3.12.

Таблица 3.12. Максимальный шаг сварных точек в клеесварных, а также заклепок и винтов в клееметаллических соединениях

Материал соединяемых элементов	Толщина элементов, мм	Максимальный шаг, мм		
		сварных точек	винтов	заклепок
Алюминий	1,0 - 1,5	75	75	50
	Менее 1,0	50	50	35

В табл. 3.13. приведены расчетные сопротивления сварных и клеесварных точечных соединений элементов из алюминия.

Таблица 3.13. Расчетные сопротивления сварных и клеесварных точечных соединений элементов из алюминия

Марка свариваемых алюминиевых сплавов	Толщина свариваемого элемента, мм	Тип соединения	Минимальный диаметр сварной точки, мм	Расчетное сопротивление R точки на срез, МПа /точку (кгс /точку)	Расчетное сопротивление на отрыв, МПа /точку (кгс /точку)
АМг6-М+Амг-М	2+1	Сварные	5	13,5(135)	5 (50)
АМг6-М+АМг-М	2+1	Клеесварные (по жидкому клею ЭПЦ)	5	20 (200)	5,5(50)
АМг6-М+Амг-П	2+1	Сварные	5	14(140)	5,7 (57)
АМг6-М+Амг-П	2+1	Клеесварные (по жидкому клею ЭПЦ)	5	20,5 (205)	6.2(62)
АМг6-М+Амг-П	2+1,5	Сварные	6	24,5(245)	11(110)
АМг6-М+Амг-П	2+1,5	Клеесварные (по жидкому клею ЭПЦ)	6	38,5(385)	12 (120)

Примечание. Ширина нахлестки в одноточечных клеесварных образцах 25x25 мм.

В табл. 3.14. даны расчетные сопротивления на срез комбинированных соединений, которые приняты равными половине соответствующего предела прочности.

Для комбинированных соединений на эпоксидных клеях при толщине соединяемых металлических элементов до 3 мм, расчетные сопротивления заклепок, винтов и сварных точек умножаются на повышающие коэффициенты, приведенные в табл. 3.15. При постоянном нагреве соединений до температуры выше +40 °С, а также для клеесварных точечных соединений, приведенных в табл. 3.13, расчетные сопротивления применяются без коэффициентов. Для винтовых и клеевинтовых соединений металлических элементов на самонарезающих винтах расчетные усилия принимаются как для болтовых соединений.

Таблица 3. 14. Расчетные сопротивления на срез клееметаллических соединений

Вид металлическо- го крепления	Диаметр крепления , мм	Соединяемые материалы	Расчетное сопротивление на срез, МПа (кгс/см ²) при толщине пакета,мм		
			1 + 1	1,5 +1,5	2+2
Заклепки	4	Алюминий и пластмассы	2(20)	2,6(26)	3(30)
Винты	4	То же	2,3(23)	2,6(26)	3,5(35)
Контактная точечная электросварка	5	Алюминий	2,5(25)	3,4(34)	4,2(42)
	6,5				
	7,5				
Шурупы	5-6	Асбоцемент	При толщине асбоцемента, мм		
			8		10
			9(90)		10(100)
Трубчатые заклепки	10--16	Асбоцемент	20(200)		22,5(225)

Примечание. Диаметр сварной точки принимается в зависимости от толщины пакета.

Таблица 3 .15. Повышающие коэффициенты к расчетным сопротивлениям

Наименьшая толщина соединяемых элементов, мм	Коэффициент для соединения		
	клеесварного	клеезаклепочного	клеевинтового
До 1	2	1,9	1,7
1 – 2	1,5	1,4	1,3
2 – 3	1,25	1,25	1,25

Для усиления клеевого шва при соединении листов стеклопластика иногда применяются винипластовые заклепки, которые увеличивают несущую способность клеевого соединения более чем в два раза (метод разработан в МИСИ им. В.В.Куйбышева). Одна головка формируется на стадии изготовления заклепок путем предварительного разогрева винипластового прутка горячим воздухом и запрессовки его в гнездо в металлическую форму. Вторая головка формируется в процессе соединения листов стеклопластика.

Следует, однако, иметь в виду, что в образцах, соединенных клеем и заклепкой, происходит последовательное разрушение сначала более жесткого клеевого шва, а затем заклепки, т. е. прочность соединения увеличивается не благодаря совместной работе клея и заклепки, а за счет улучшения условий работы клеевого шва, обжатого заклепкой.

Для соединения элементов конструкций с применением пластмасс также могут использоваться пластмассовые нагели, болты, гвозди и т. д.

Раздел 4. ЭЛЕМЕНТЫ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ СОСТАВНОГО СЕЧЕНИЯ НА ПОДАТЛИВЫХ СВЯЗЯХ

Глава 4.1. Основы учета податливости связей

Сортамент лесоматериалов ограничивает возможности применения цельных сечений из древесины, поэтому многие деревянные конструкции (балки, арки, рамы) изготавливаются составного сечения.

Отдельные брусья, доски соединяются с помощью податливых связей или жестких, например, клей, обеспечивающий монолитность сечения.

Податливостью называется способность связей при работе конструкций под нагрузкой давать возможность соединяемым элементам (брусьям, доскам) сдвигаться одним относительно других.

Податливость связей ухудшает работу составного элемента по сравнению с таким же элементом цельного сечения. Уменьшается несущая способность, увеличивается деформативность, изменяется характер распределения напряжений и сдвигающих усилий по длине элемента, поэтому необходимо учитывать податливость связей при проектировании составных элементов.

Вопросам работы связей, определения несущей способности составных балок посвящены работы В.Г. Писчикова, П.Ф. Плешкова, В.М. Коченова, Г.В. Свенцицкого, А.Р. Ржаницына, Н.Ю. Кушелева и др.

Ниже приводится принятый метод расчета составных элементов деревянных конструкций на податливых связях, в соответствии с расчетными формулами, изложенными в Строительных нормах и правилах проектирования деревянных конструкций.

Глава 4.2. Расчет на поперечный изгиб

В деревянных конструкциях применяют различные типы составных балок:

1. Клееные балки, состоящие из отдельных элементов (досок), связанных жесткими, неподатливыми связями (клеем).
2. Балки на податливых связях — пластинчатых нагелях и шпонках различных типов.
3. Пакеты из досок или брусьев без связей в швах, стянутых только болтами.

Рассмотрим в качестве примера три типа балок при одинаковых параметрах: нагрузке, пролете и поперечном сечении, рис. 4.1

В первом случае балка (обозначим ее через Ц) работает как монолитная с моментом сопротивления, равным при n одинаковых элементов

$$W_u = n^2 W_3 = bh^2/6$$

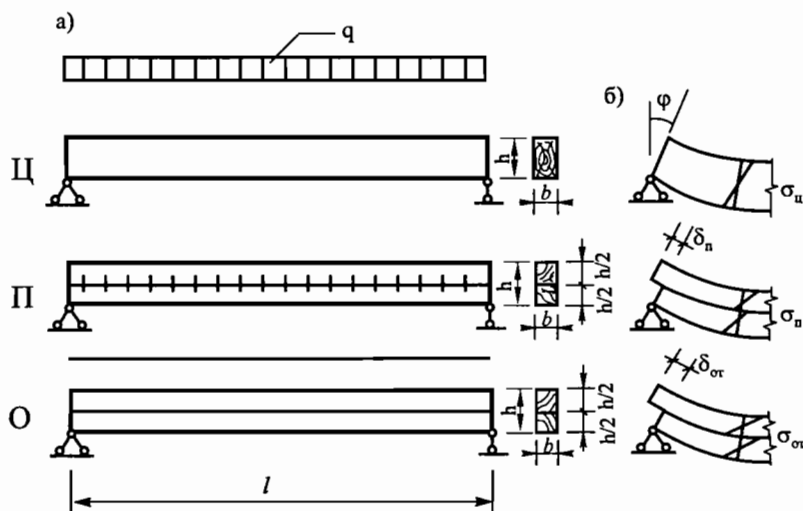


Рис. 4.1. Типы балок: а - общий вид балок; б - деформации элементов на опоре, нормальные напряжения в балках; Ц - балка цельного (моноконтного) сечения; П - балка составного сечения на податливых связях; О - балка составного сечения без связей

Во втором случае составная балка (обозначим ее через П) на податливых связях с моментом сопротивления W_n .

В третьем случае каждый элемент сечения (обозначим его О) работает самостоятельно; момент сопротивления пакета равен сумме моментов сопротивления составляющих элементов

$$W_o = \Sigma W_z$$

Составная балка занимает промежуточное положение между балкой моноконтного (цельного) сечения и балкой составного сечения из отдельных элементов без связей. Некоторые параметры рассматриваемых балок можно представить в виде:

$$I_u > I_n > I_o$$

$$W_u > W_n > W_o$$

$$f_u < f_n < f_o$$

Отсюда следует, что геометрические характеристики составной балки на податливых связях I_n , W_n можно выразить через геометрические характеристики балки моноконтного (цельного) сечения, умноженные на коэффициенты меньше единицы, которые учитывают податливость связей:

$$I_n = \kappa_{жс} \cdot I_u,$$

где $\kappa_{жс}$ - изменяется в пределах от 1 до I_o/I_u , так, при сечении, состоящем из 2-х брусьев $I_o/I_u = 0,25$;

$$W_n = \kappa_w \cdot W_u,$$

где κ_w - изменяется в пределах от 1 до W_o / W_u и для балок из 2-х брусьев это отношение равно $W_o / W_u = 0,5$

Коэффициенты $\kappa_{ж}$ и κ_w для балок составного сечения на податливых связях зависят от числа слоев в сечении, пролета балок.

Прогиб составной балки равен прогибу балки монолитного (цельного) сечения того же размера, как и составная, и прогиба от сдвига связей.

$$f_n = f_u + f_{св}$$

Прогиб составной балки увеличивается соответственно уменьшению момента инерции:

$$f_n = f_u / \kappa_{ж}$$

Расчет составной балки на податливых связях сводится к расчету балки монолитного (цельного) сечения с введением коэффициентов, учитывающих податливость связей.

Расчет изгибаемых элементов на прочность, с одной стороны, производится по нормальным напряжениям по формуле:

$$\sigma_n = M / W_{расч.} \times \kappa_w \leq R_u,$$

где $W_{расч.}$ - расчетный момент сопротивления в составной балке на податливых связях, как для цельного сечения; κ_w - коэффициент, учитывающий податливость связей.

С другой стороны, несущая способность составных балок на податливых связях определяется несущей способностью связей, количество которых должно быть достаточным для восприятия сдвигающих усилий между элементами.

Сдвигающее усилие T в одном сечении по всей ширине балки равно:

$$T = \tau b = QS / I \text{ (н/м)}$$

Распределение сдвигающих усилий по длине балки для абсолютно жестких связей аналогично распределению касательных напряжений в виде треугольника (при равномерно распределенной нагрузке). Полное сдвигающее усилие тогда в балке от опоры до точки $l/2$, где $T=0$ геометрически равно площади треугольника ABC (рис.4.2) и может быть выражено как

$$T \Big|_0^{l/2} = \int_0^{l/2} T dx = S/I \int_0^{l/2} Q dx = M_{\max} S /$$

В составной балке на податливых связях значение полного сдвигающего усилия T от опоры до середины пролета остается постоянным, однако из-за податливости связей меняется распределение сдвигающих усилий по длине балки:

сдвигающие усилия, зависящие от поперечной силы (треугольная эпюра) будут изменяться по закону косинуса, рис. 4.2.

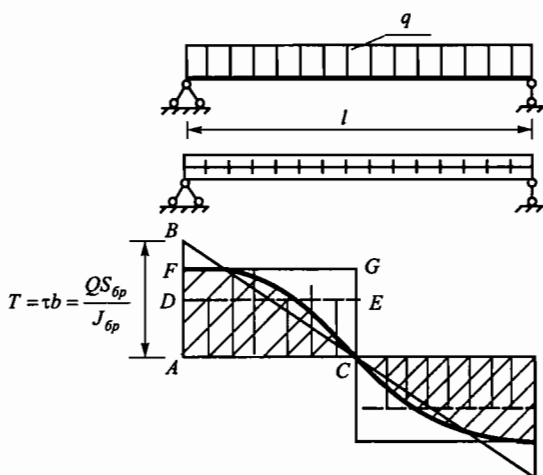


Рис. 4.2. Эпюры сдвигающих усилий

Несущая способность связей, воспринимающих полное сдвигающее усилие при равномерной расстановке их по длине балки (что применяется при статических нагрузках) может быть выражена формулой

$$n_c T_c = M_{\max} S / l,$$

где T_c - расчетная несущая способность связи; n_c - кол-во связей.

Работа такого количества связей будет соответствовать прямоугольнику ADEC (теоретическая несущая способность связей), откуда видно, что связи, находящиеся около опор, будут перегружены, поэтому при расчете количества связей должны быть соблюдены два условия:

1) количество равномерно расставленных связей на участке от опоры до сечения с максимальным моментом должно воспринимать полное сдвигающее усилие

$$n_c = M_{\max} S_{\partial p} / I_{\partial p} T_c$$

2) связи, поставленные около опор, не должны быть перегружены.

Для соблюдения второго условия количество связей необходимо увеличить в 1,5 раза, так как ордината AF=1,5AD, что соответствует работе их прямоугольной эпюры AFGC.

Таким образом, требуемое количество связей (в одном шве сдвига) на участке балки от опор до сечения с максимальным моментом, т.е. на полу-пролете будет

$$n_c = 1,5 M_{\max} S_{\partial p} / I_{\partial p} T_c$$

На участке (с однозначной эпюрой поперечных сил), количество связей n_c в каждом шве составного элемента должно удовлетворять условию:

$$n_c \geq 1,5 (M_B - M_A) \cdot S_{\sigma p} / T_c I_{\sigma p},$$

где T_c - расчетная несущая способность связи в данном шве; M_A, M_B - изгибающие моменты в начальном A и конечном B сечениях рассматриваемого участка.

Прогиб составной балки на податливых связях определяется в общем случае по формуле:

$$f_n = \kappa P_n l^3 / E I_y \kappa_{ж} \leq f_{пред},$$

где I_y - момент инерции составной балки как монолитной (цельной);
 $\kappa_{ж}$ - коэффициент, учитывающий податливость связей.

Глава 4.3. Расчет центрально-сжатых элементов

При увеличении усилий в сжатых стержнях и ограниченной возможности подбора цельных сечений переходят к конструированию составных стержней в виде пакетов из нескольких элементов.

Если между отдельными элементами (ветвями) нет просвета и все они имеют опору, то такие стержни называются пакетами (рис.4.3а). Если ветви пакета раздвинуты и просвет обеспечивается прокладками, то такие стержни называются стержнями с короткими прокладками (рис.4.3б). В некоторых случаях, при конструировании решетки ферм, стержни на концах нельзя прикрепить всем сечением к поясам фермы, тогда получают стержни, часть ветвей которых не опирается концами рис.4.3 в,г.

Расчет составных стержней на податливых связях при продольном изгибе может быть сведен к расчету элементов цельного сечения с введением коэффициента, учитывающего податливость связей при определении гибкости.

Следует заметить, что сдвиги в швах при продольном изгибе значительно меньше, чем при поперечном изгибе.

Гибкость составных элементов λ_n можно выразить формулой

$$\lambda_n = l_{расч} / \sqrt{I_n / F} = l_{расч} / \sqrt{I_y \kappa_{ж} / F} = l_{расч} / \sqrt{\kappa_{ж}} \sqrt{I_n / F} = \lambda_y / \sqrt{\kappa_{ж}} = \mu \lambda_y$$

Коэффициент приведения гибкости, учитывающий податливость связей, всегда больше единицы.

$$\mu = 1 / \sqrt{\kappa_{ж}}$$

Значение коэффициента определяется по упрощенной формуле, предложенной В.М.Коченовым

$$\mu = \sqrt{1 + \kappa_c b h n_{ш} / l_{расч}^2 n_c}$$

где b и h - ширина и высота поперечного сечения составного элемента, см;
 $l_{расч}$ - расчетная длина элемента, м; $n_{ш}$ - расчетное количество швов сдвига;

n_c - число срезов связей в одном шве на 1 м элемента (при нескольких швах с различным числом срезов связей принимают среднее число срезов для всех швов); κ_c - коэффициент податливости соединений, полученный по опытным данным, учитывающий сдвиг связей; его значение принимают по табл.4.1.

При определении κ_c диаметр гвоздей принимают не более 0,1 толщины соединяемых элементов.

Гвозди, имеющие защемление концов менее $4d$, в расчете не учитываются в примыкающих к ним швах.

Значения κ_c для соединений на стальных цилиндрических нагелях принимают по толщине более тонкого из соединяемых элементов.

Диаметр дубовых цилиндрических нагелей при определении κ_c принимают не более 1/4 толщины наиболее тонкого из соединяемых элементов.

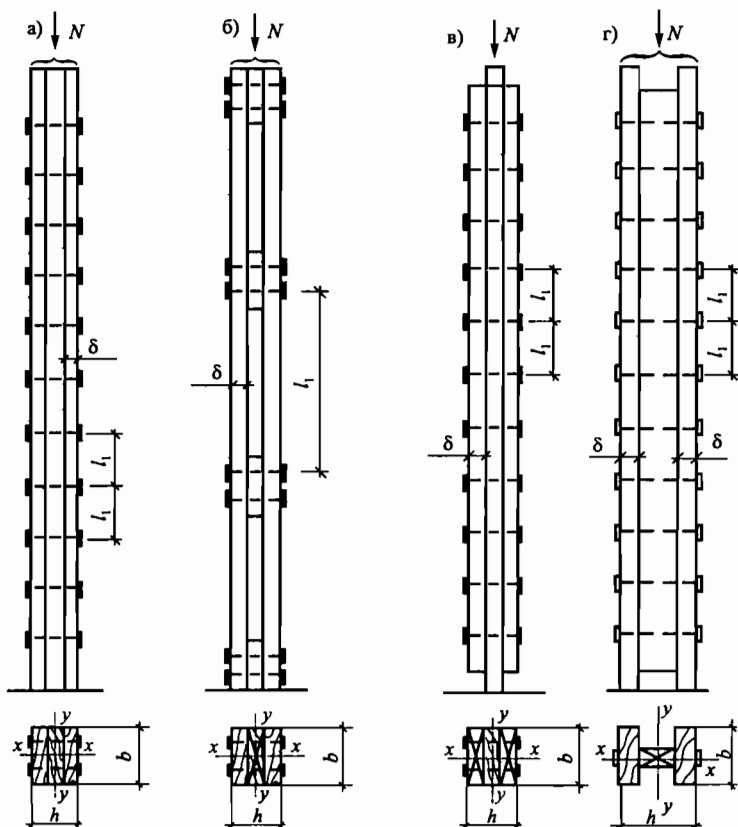


Рис. 4.3. Основные типы составных стержней на податливых связях: а - стержни-пакеты; б - стержни с короткими прокладками; в, г - стержни, часть ветвей которых не опирается по концам

Таблица 4.1.

Коэффициент податливости соединений

Вид связей	коэффициент k_c при	
	центрально-сжатии	сжатии с изгибом
1. Гвозди	$1/10d^2$	$1/5d^2$
2. Стальные цилиндрические нагели:		
а) диаметром $\leq 1/7$ толщины соединяемых элементов;	$1/5d^2$	$1/2,5d^2$
б) диаметром $> 1/7$ толщины соединяемых элементов.	$1,5/ad$	$3/ad$
3. Дубовые цилиндрические нагели	$1/d^2$	$1,5/d^2$
4. Дубовые пластинчатые нагели		$1,4/\delta b_{пл}$
5. Клей	0	0

Примечание. Все размеры следует принимать в см.

Выражение для μ получено из точной формулы путем ряда допущений, формула становится некорректной при $n_c = 0$ $\lambda_n = \infty$ и, следовательно, $N_{кр} = 0$, что не соответствует точному решению, так как остается несущая способность отдельной ветви. Приведенная гибкость составного элемента не должна приниматься больше гибкости отдельных ветвей, определяемой по формуле

$$\lambda = l_{расч} / \sqrt{\sum J_{iбр} / F_{бр}}$$

где $\sum J_{iбр}$ - сумма моментов инерции брутто поперечных сечений отдельных ветвей относительно собственных осей, параллельных расчетной оси; $F_{бр}$ - площадь сечения элемента брутто; $l_{расч}$ - расчетная длина элемента

Расчет центрально-сжатых составных элементов на податливых связях производится по формулам:

а) на прочность $N/F_{нт} \leq R_c$;

б) на устойчивость $N/\varphi F_{расч} \leq R_c$,

при этом $F_{нт}$ и $F_{расч}$ определяются в зависимости от конструкции составного элемента; φ - коэффициент продольного изгиба, зависящий от гибкости λ_n .

Рассмотрим основные типы составных стержней, приведенных на рис.4.3, несущая способность, которых меньше несущей способности цельных стержней того же сечения из-за большей деформативности.

Стержни – пакеты

Все ветви таких стержней оперты по концам и воспринимают сжимающее усилие. Расстояния между связями по длине стержня малы и не превышают семи толщин ветви.

Расчет относительно оси у-у, параллельной швам сдвига, ведется с учетом податливости связей.

Коэффициент продольного изгиба определяют по приведенной гибкости

$$\lambda_n = \mu \lambda_y$$

где μ - коэффициент, учитывающий податливость связей, λ_y - гибкость стержня, как элемента цельного сечения.

Гибкость отдельной ветви относительно собственной оси можно не учитывать при малом расстоянии между связями по длине элемента, равном свободной длине ветви $l_1 \leq 7\delta$

Расчет относительно оси х - х производится как для цельного сечения, так как гибкость составного стержня равна гибкости отдельной ветви.

Стержни с короткими прокладками

Все ветви опираются по концам и воспринимают сжимающее усилие. Расстояние между связями превышает семь толщин ветви.

Расчет относительно оси у - у производится с учетом податливости связей.

Приведенную гибкость определяют без учета прокладок по формуле:

$$\lambda_n = \sqrt{\mu^2 \lambda_y^2 + \lambda_1^2}$$

где $\lambda_1 = l_1/r_1$ - гибкость отдельной ветви, определяемой по свободной длине, равной расстоянию между крайними связями прокладок и радиусу инерции ветви r_1 относительно своей оси, параллельной оси у - у.

Расчет относительно оси х - х производится как для стержня цельного сечения без учета прокладок.

Стержни, часть ветвей которых не оперты по концам

В таких стержнях ставятся сплошные накладки или прокладки, которые увеличивают жесткость стержня, но не могут воспринимать сжимающие усилия, так как они не доходят до опоры.

Для расчета такого вида стержней применяется приближенный метод, точность которого подтверждается экспериментальными данными.

При расчете относительно оси у - у гибкость стержня как цельного элемента определяют по формуле

$$\lambda_y = l_{расч} / \sqrt{J_y / F_{оп}}$$

где J_y - момент инерции всех ветвей относительно оси у - у; $F_{оп}$ - площадь только опертых ветвей.

Приведенная гибкость с учетом податливости связей равна

$$\lambda_n = \mu \lambda_y$$

Расчет относительно оси X - X производится по гибкости, определяемой по формуле

$$\lambda_y = l_{расч} / \sqrt{J_x / F_{он}}$$

Момент инерции в этой формуле определяется по приближенной формуле:

$$J_x = J_{он} + 0,5 J_{н.он.}$$

где $J_{он}$ - момент инерции поперечного сечения опертых ветвей относительно оси X-X; $J_{н.он.}$ - то же неопертых ветвей; $F_{он}$ - площадь только опертых ветвей; 0,5 - коэффициент, учитывающий неполное использование жесткости неопертых ветвей, соединенных с основными ветвями податливыми связями.

Численный коэффициент в формуле, принятый 0,5, зависит от длины стержня и числа связей и может отклоняться от указанного среднего значения. Более точный расчет момента инерции может быть вычислен по формуле, предложенной В.Г.Писчиковым:

$$J_x = J_{он} + J_{н.он.} / (1 + \kappa_c J_{н.он.} / 20 l^4 n_c)$$

где n_c - число срезов связей, соединяющих опертые ветви с неопертыми по всем швам на погонный метр длины стержня, κ_c - коэффициент, принимаемый по таблице 4.1 для сжатия с изгибом; l - длина стержня, м.

Несущая способность составного стержня, часть ветвей которого не оперта, определяемая по формуле

$$\sigma_c = N / \varphi F_{расч.} \leq R_c$$

Она меньше, чем у стержня цельного сечения, так как значение площади $F_{расч}$ принимается равной $F_{он}$ площади только опертых ветвей.

Глава 4.4. Расчет сжато-изгибаемых элементов

Расчет сжато-изгибаемых элементов составного сечения на податливых связях выполняется таким же, как и элементов цельного сечения, но с учетом податливости связей.

При расчете в плоскости изгиба податливость связей учитывается дважды: первый раз, введением коэффициента κ_w моменту сопротивления, как при расчете составных элементов на поперечный изгиб; второй раз при определении коэффициента ξ с учетом приведенной гибкости элемента.

Нормальные напряжения определяют по формуле:

$$\sigma_c = N/F_{нт} + M_\delta/W_{нт} \kappa_w \leq R_c,$$

где $M_\delta = M_g/\xi$; $\xi = 1 - N/(\varphi F_{бр} R_c)$; $\varphi = A/\lambda_n^2$ $A = 3000$ для древесины,

гибкость стержня

$$\lambda_n = \mu \lambda_y$$

При определении коэффициента приведения гибкости μ податливость связей, учитываемая κ_c , определяется по таблице 4.1, принимается как для сжатия с изгибом.

При определении количества связей, устанавливаемых на участке от опоры до сечения с максимальным моментом, необходимо учитывать возрастание поперечной силы для сжато-изгибаемого элемента

$$n_c = 1,5 M_{\max} S_{бр}/J_{бр} T_{св} \xi = 1,5 M_\delta S_{бр}/J_{бр} T_{св}$$

В стержнях с короткими прокладками помимо общего расчета требуется дополнительная проверка на устойчивость наиболее напряженных ветвей как сжато-изгибаемого элемента по формуле

$$N/F_{бр} + M_g/W_{бр} \leq \varphi_g R_c,$$

где φ_g - коэффициент продольного изгиба для отдельной ветви, при ее расчетной длине l , более семи толщин ветви; $F_{бр}$, $W_{бр}$ - площадь и момент сопротивления брутто поперечного сечения всего стержня;

$M_\delta = M_g/\xi$; - изгибающий момент от нагрузок при деформированной схеме элемента.

Устойчивость сжато-изгибаемого составного элемента из плоскости изгиба рассчитывается без учета изгибающего момента

$$N/(\varphi F_{расч}) \leq R_c$$

Для сжато-изгибаемых элементов составного сечения производится проверка на устойчивость плоской формы деформирования.

Раздел 5. ПЛОСКИЕ СПЛОШНЫЕ КОНСТРУКЦИИ С ПРИМЕНЕНИЕМ ДРЕВЕСИНЫ И ПЛАСТМАСС

Глава 5.1. Основные формы плоских сплошных деревянных конструкций

К плоским сплошным деревянным конструкциям относятся конструкции, имеющие сплошное сечение (без элементов решетки), в которых основные внутренние усилия от действия внешних сил возникают в плоскости конструкций.

Деревянные конструкции этого типа могут быть двух видов:

а) конструкции, имеющие параметры: длину и высоту сечения, в пределах действующего сортамента пиломатериалов: балки, стойки, прогоны, стропила, настилы;

б) составные конструкции с размерами, выходящими за пределы сортамента лесоматериалов:

- состоящие из отдельных элементов, соединенных механическими связями: балки на пластинчатых нагелях, шпонках; дощатые балки с перекрестной стенкой на гвоздях и др.;

- составные клееные, представляющие один монолитный блок: панели, балки (клееные из досок, клефанерные) колонны, арки, рамы, треугольные распорные системы.

5.1.1. Основные схемы плоских сплошных деревянных конструкций

Определение собственного веса конструкций

Технико-экономическим показателем эффективности конструктивной формы, характеризующим затраты материалов на конструкцию, является ее собственный вес, который может быть определен, основываясь на данных реализованных проектов по следующей формуле:

$$g_{\text{св}}^H = (g^H + p^H) / [1000/(k_{\text{св}}l) - 1];$$

где $g_{\text{св}}^H$ - собственный вес несущей конструкции (нормативная нагрузка), кН/м²;

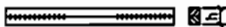
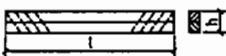
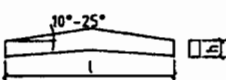
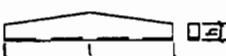
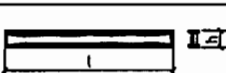
g^H и p^H - соответственно постоянная и временная нормативные нагрузки на несущую конструкцию, кроме ее собственного веса;

$k_{\text{св}}$ - коэффициент собственного веса конструкции, зависящий от вида конструкции, ее схемы, принимаемый или определяемый по данным спецификации материалов проектов и приведенный в табл. 5.1;

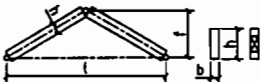
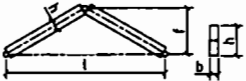
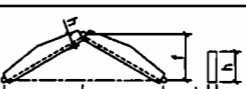
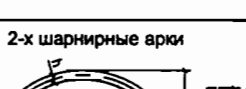
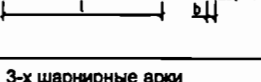
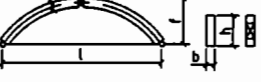
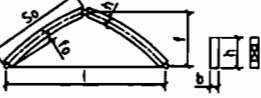
l - пролет конструкции, м.

Таблица 5.1

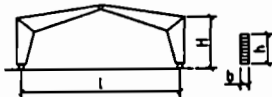
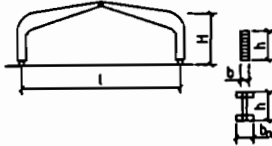
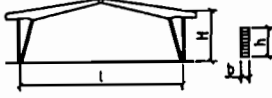
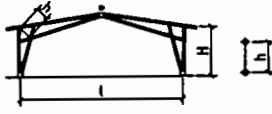
Основные схемы плоскостных сплошных деревянных конструкций

Наименование конструкций	Схема конструкций	Пролет l , м	l/h	$K_{сж}$	$K_{из}$
Брусчатые балки составного сечения		4-9	1/10-1/20	7-12	0-1
		4-9	1/10-1/20	7-12	1-5
Клееные дощатые балки		6-24	1/10-1/17	4-7	0-1,5
		12-24	1/10-1/15	4-8	0-1,5
Гнутоклееные дощатые балки		12-30	1/8-1/16	4-5,5	0-2
Клееные дощатые армированные балки		6-24	1/10-1/17	3-7	1-3
		6-24	1/10-1/17	3-8	1-3
Клееные фанерные балки с плоской стенкой		6-18	1/8-1/12	3-5	0-1
		6-18	1/8-1/10	3,5-5,5	0-1
Клееные балки с фанерной волнистой стенкой		6-12	1/10-1/15	2-5,4	0-1

Продолжение таблицы 5.1

Схема конструкции	Пролет l , м	f/h	h/l	$K_{с.з}$	$K_{м.}$, %
Распорные системы треугольного очертания клееные  брусчатые 	12-30	1/2-1/5	1/20-1/40	4-6	5-20
	9-15	1/4-1/6	1/50-1/80	5-7	-
	12-60	1/4-1/6	1/20-1/40	2,5-4	5-20
	12-60	1/2-1/6	1/20-1/40	4-6	5-20
2-х шарнирные арки 	12-30	1/4-1/6	1/35-1/50	2-4	5-20
3-х шарнирные арки 	18-72	1/4-1/6	1/30-1/50	2,5-4	5-20
стрельчатые арки  $f_0 = s_0/12 - s_0/15$	12-60	1/2-1/3	1/30-1/50	2,5-4	3-5

Продолжение таблицы 5.1

Схема конструкций	Пролет l , м	Высота H , м	h/l	$K_{св}$	$K_{м}$, %
3-х шарнирные рамы 	12-30	≤ 6	1/12-1/24	5-9	5-7
	12-30	≤ 6	1/12-1/24	5-9	5-7
	9-24	≤ 6	1/15-1/30	4-7	5-7
	9-15	≤ 6	1/7-1/10	6-10	8-15
	9-24	≤ 6	-	6-10	5-7
2-х шарнирные рамы 	9-36	4-12 (≤ 6)	1/10-1/20	-	1-10

Размерность собственного веса конструкций ($g_{\text{св}}^H$) получается в тех единицах, в которых подставляется в формулу нагрузка g^H и p^H (кН/м²; кН/м; кН).

Для проектируемых конструкций, в первом приближении, экономическую оценку вариантов конструкций можно сделать по расходу материалов и спецификации собственной массы конструкции, пользуясь весовыми коэффициентами несущих конструкций, определяемых по формулам:

$$k_{\text{св}}^I = 1000 (g_{\text{св}}^H) / [(g^H + p^H) \cdot l]$$

$$k_M^I = [(g_M^H)^1 / (g_{\text{св}}^H)^1] \cdot 100$$

$k_{\text{св}}^I$ - коэффициент расхода материалов на единицу нагрузки и на единицу площади или пролета, перекрываемой данной конструкцией;

k_M^I - коэффициент расхода металла в % от полной массы конструкции.

Чем ниже у конструкции $k_{\text{св}}$ и k_M , тем они экономичнее. Однако необходимо отметить, что минимум собственного веса конструкции не может быть принят в качестве единственного критерия для выбора экономически наиболее эффективных решений и типов конструкций. Так, на оценку экономичности конструктивного решения покрытия оказывают влияние конструкции кровельного ограждения (настилы, прогоны, связи и др. элементы): расход древесины на них, как показал опыт, составляет до 50-70 % от общего расхода древесины на все покрытие.

При определении оптимального конструктивного решения в общем случае рассматриваются несущие конструкции по их виду, расстоянию между ними, типу ограждающих конструкций, очертанию, относительной высоте конструкций, форме, размерам поперечных сечений и т.п.

Следует учитывать архитектурные требования, назначение здания, условия эксплуатации.

5.1.2. Настилы и обрешетка

Настилы из досок и брусков применяются в покрытиях разных типов. Под рулонные кровли применяют двойной настил. Верхний защитный слой выполняется сплошным из досок, расположенных под углом 60-45° к нижнему. Нижний рабочий настил делают разреженным для лучшего использования несущей способности досок и обеспечения проветривания слоев настила. Такая конструкция настила создает жесткий диск покрытия, обеспечивая пространственную жесткость деревянных конструкций зданий, а также способствует распределению сосредоточенной нагрузки на кровлю.

Однослойный сплошной настил из досок с подшитыми снизу распределительными брусками или досками также применяют в покрытиях.

Обрешетку (разреженный настил) из досок или брусков сечением не менее 50х50 мм применяют в качестве основания под кровлю из стальных листов, асбестоцементных, стеклопластиковых и других листовых кровель, а также под черепицу.

Шаг расстановки брусков зависит от вида и размеров кровельного материала.

В современном строительстве в покрытиях применяют сборные стандартные кровельные щиты для ускорения монтажа покрытия и сокращения расхода лесоматериалов.

Расчет настила и обрешетки, работающих на поперечный изгиб, производят как балки по двухпролетной схеме на следующие сочетания нагрузок:

а) постоянная от собственного веса покрытия и временная от снега, рис. 5.1а (расчет на прочность и прогиб);

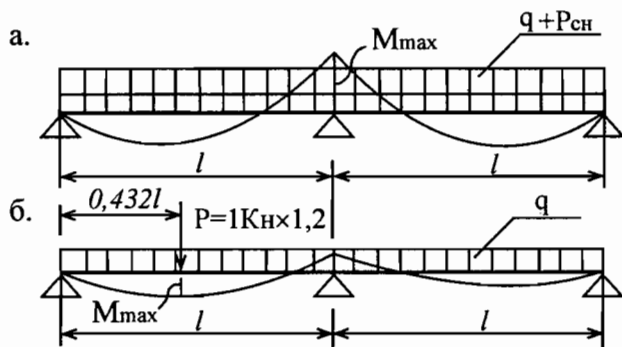


Рис. 5.1. Расчетные схемы настила и обрешетки:

а - при сочетании нагрузок (постоянная и временная)

б - при сочетании нагрузок (постоянная и сосредоточенная в одном пролете)

$$\sigma_n = M_{\max} / W_{нт} \leq R_n$$

наибольший изгибающий момент на средней опоре.

$$M_{\max} = -ql^2 / 8$$

Ширина настила принимается равной 1 м. Относительный прогиб:

$$f = 2,13 q_n l^4 / 384 EJ \leq [f_{пр}]$$

б) постоянная от собственного веса и временная от сосредоточенного груза 1 кН с умножением на коэффициент надежности по нагрузке 1,2 (расчет на прочность), рис. 5.1б.

При загрузке настила собственным весом и сосредоточенным грузом наибольший изгибающий момент находится в сечении на расстоянии $0,432 l$ от опоры.

$$M_{\max} = 0,07 \cdot q_{\text{св}} l^2 + 0,21 \cdot Pl,$$

где P - расчетная сосредоточенная нагрузка (вес человека-монтажника), равна $1,2H$.

При сплошном или разреженном настиле с расстоянием между осями досок или брусков не более 150 мм принимают, что сосредоточенная нагрузка передается двум доскам или брускам, а при расстоянии более 150 мм - одной доске или брусу рис.5.2 а,б.

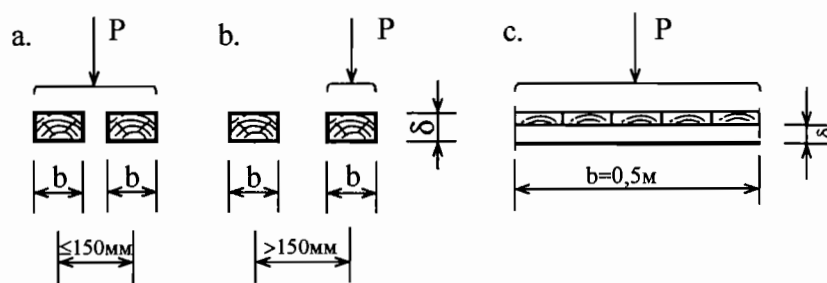


Рис. 5.2. Передача сосредоточенной нагрузки на настил

При двойном настиле (рабочем и защитном, расположенном под углом к рабочему) сосредоточенная нагрузка принимается распределенной на ширину $0,5 \text{ м}$ настила. Рабочий настил воспринимает нормальные составляющие нагрузок, защитный настил - скатные составляющие нагрузок, рис. 5.2 с.

При уклоне более 10° производится расчет брусков на кривой изгиб.

5.1.3. Прогоны и стропила

Прогоны - элементы из досок, брусьев, клееных элементов или бревен в конструкциях покрытий или подвесных перекрытий проектируются в виде однопролетных или многопролетных балок.

Разрезные прогоны более просты в изготовлении и монтаже, стыки их устраиваются на опорах впритык, с перепуском или косым прирубом. Для уменьшения пролета разрезных прогонов могут применяться подбалки.

В конструкциях покрытий производственных зданий большой длины рекомендуется применять многопролетные неразрезные или консольно-балочные прогоны, целесообразность которых очевидна по сравнению с разрезными прогонами. В консольно-балочных прогонах стыки (шарниры) устанавливаются через пролет в зоне наименьших изгибающих моментов.

При равномерно распределенной нагрузке и равных пролетах на практике применяются два варианта размещения шарниров: по два через пролет, либо по одному в каждом пролете, что позволяет, варьируя расстоянием от шарниров до опоры, уменьшить величину опорного и пролетного изгибающих моментов, а также величину прогибов в пролетах, по сравнению с разрезными прогонами.

При устройстве стыков (шарниров) в консольно-балочных прогонах по два через пролет на расстоянии от опоры $X=0,15 \cdot l$ получается равномоментное решение рис. 5.3.

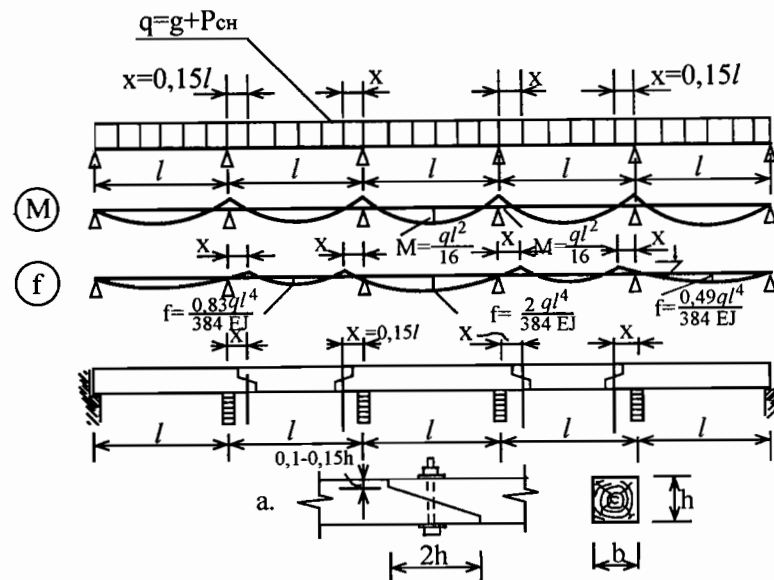


Рис. 5.3. Консольно-балочные прогоны:
а - стык прогона косым прирубом

Изгибающие моменты на опоре и в пролете равны $M=q l^2 / 16$.
Относительный прогиб в средних пролетах без консолей

$$f = (2/384) [q_n l^4 / EJ].$$

Консольно-балочные прогоны в этом случае проектируются из брусьев или бревен, стыки осуществляются в виде косого прируба, в середине которого устанавливается по одному болту для предотвращения от смещения прогонов, рис. 5.3 а. Жесткое решение стыка здесь недопустимо, чтобы не изменить расчетную схему прогона. Болты не рекомендуется затягивать, чтобы обеспечить свободный поворот концов прогонов в стыке. Применение консольно-балочных прогонов этого типа в деревянных конструкциях ограничивается стандартной длиной бревен или брусьев.

При нормальной длине лесоматериалов 6,5 м консольно-балочная схема может быть применена при пролете не более 4,5 м, поскольку заготовочная длина материала больше пролета прогона на длину двух консолей. К недостаткам этого типа прогонов можно отнести также и то, что небольшое изменение временной нагрузки в пролетах приводит к значительным увеличениям расчетных изгибающих моментов.

При устройстве стыков в каждом пролете на расстоянии $X=0,21 \cdot l$ от опоры получаем равнопрогибное решение, рис. 5.4.

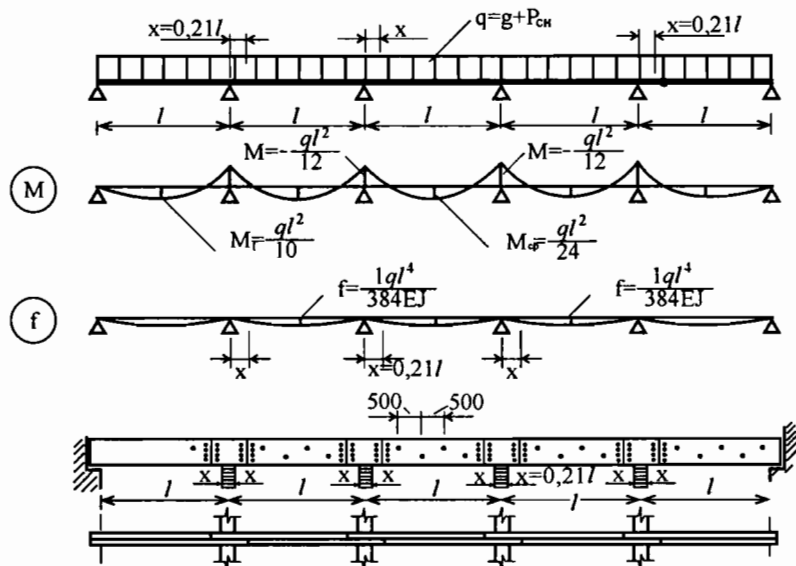


Рис. 5.4. Неразрезные прогоны из досок

Прогибы в средних пролетах равны $f = (1/384) [q_n l^4 / EJ]$

Максимальный изгибающий момент на средней опоре равен $M_{оп} = -ql^2/12$, а в средних пролетах $M_{пр} = ql^2/24$.

Конструктивно эту схему следует применять только в виде спаренных неразрезных прогонов из двух досок на ребро, чтобы исключить опасность цепного распространения местного разрушения. Стыки располагаются по обе стороны от опоры в месте нулевого значения момента. Каждый стык одного ряда элементов перекрывается цельным элементом другого ряда досок. По длине доски прогона соединяются гвоздями, расположенными в шахматном порядке через 50 см, а в стыке гвозди ставятся по расчету, рис. 5.5.

Гвоздевой забой стыка должен быть рассчитан на восприятие поперечной силы. Количество гвоздей с каждой стороны стыка определяют исходя из того, что поперечная сила, приходящаяся на один ряд досок прогона,

равна $Q = M_{\text{оп}}/2X_{\text{гв}}$, с другой стороны $Q = n_{\text{гв}}T_{\text{гв}}$, откуда $n_{\text{гв}} = M_{\text{оп}}/2X_{\text{гв}}T_{\text{гв}}$,
 где $M_{\text{оп}}$ – расчетный изгибающий момент на опоре
 $X_{\text{гв}}$ – расстояние от опоры до центра гвоздевого забоя
 $T_{\text{гв}}$ – несущая способность гвоздя.

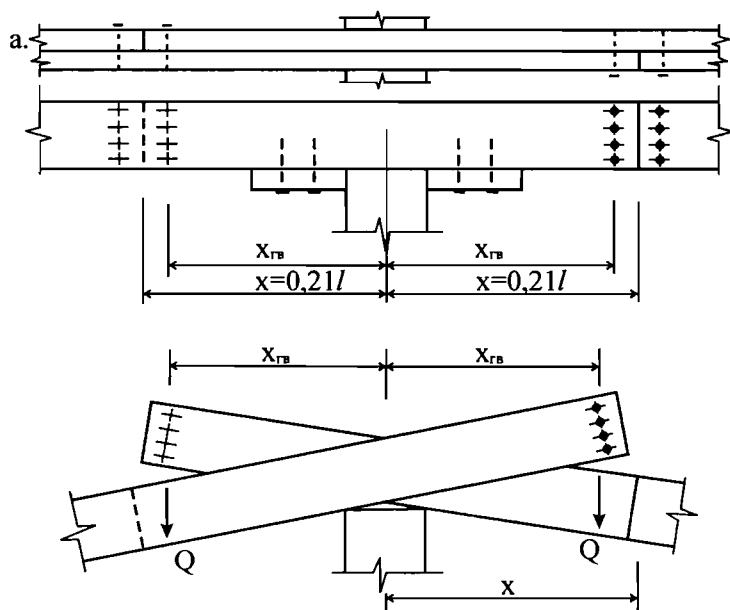


Рис. 5.5. К расчету стыка неразрезных прогонов из досок:
 а - общий вид стыка

Неразрезные консольно-балочные прогоны рассчитываются как многопролетные балки по максимальному изгибающему моменту на средней опоре.

При равных пролетах в консольно-балочных прогонах, выполненных из брусьев или неразрезными из досок, в крайних пролетах расчетные значения изгибающих моментов больше, чем в средних, поэтому в крайних пролетах требуется усиление прогонов. В случае неразрезных спаренных прогонов это достигается постановкой дополнительных досок.

Учитывая, что при равенстве пролетов несущие конструкции, находящиеся под второй опорой прогонов, будут перегружены на 10-13 %, рекомендуется крайние пролеты уменьшать при проектировании консольно-балочных на 15% при равномоментной схеме и на 20% при равнопрогибном решении.

В качестве прогонов могут использоваться клефанерные балки с волнистой стенкой.

Наслонные стропила

Наслонные стропила проектируются из досок, брусьев или бревен и располагаются вдоль ската.

При правильном конструировании наклонные стропила являются безраспорными системами.

Чтобы в стропильных конструкциях не возникало распора, необходимо при опирании стропильной ноги на мауэрлат или прогон опорные плоскости выполнять горизонтальными. Распор, возникаемый в стропильных ногах от продольных усилий, погашается устройством горизонтальных парных схваток или ригелей.

Подрезка балок на опорах

Иногда для уменьшения строительной высоты конструкций или при опирании наклонных стропил на средний прогон делают подрезку у опоры, рис. 5.6.

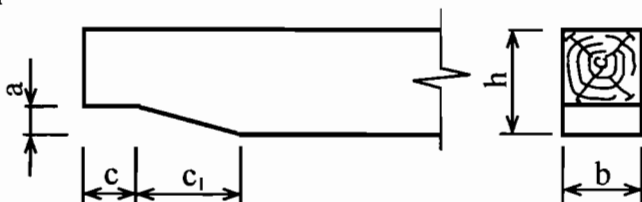


Рис. 5.6. Подрезка балки у опор

Такая подрезка нежелательна, так как она выполняется в растянутой зоне изгибаемых элементов и может привести к раскалыванию древесины, поэтому глубина подрезки ограничена и возможность ее устройства зависит от условий:

$a < 0,25h$, при условии, что

$A/bh < 0,4 \cdot MП_{Q2}$, где

где A - опорная реакция от расчетной нагрузки,

b и h - ширина и высота поперечного сечения балки.

Другой причиной ограничения глубины подрезки является возможность появления усушечных трещин на этом уровне при большой высоте балки.

Длина опорной площадки C не должна превышать высоту сечения балки.

Для снижения концентрации напряжений в месте подрезки ее следует выполнять по наклонной плоскости, длина которой не должна быть менее двух глубин подрезки $c_1 > 2a$.

При наличии у опор тяжелых сосредоточенных грузов, из-за опасности скалывания на опоре, возможность выполнения подрезки определяется расчетом.

Глава 5.2. Панели и плиты покрытия с применением древесины, фанеры и пластмасс

5.2.1. Трёхслойные панели с применением пластмасс

Светопрозрачные покрытия.

Светопрозрачные покрытия применяются в промышленных, общественных (покрытия бассейнов, кортов и других спортивных сооружений, торговых центров, выставочных манежей), сельскохозяйственных зданиях (теплицах, оранжереях), в жилых зданиях (зимних садах). Покрытия могут быть как «тёплыми» так и «холодными», в зависимости от назначения внутренних помещений. К теплым покрытиям предъявляются следующие требования: конструкция должна обеспечить, кроме статической прочности, теплоизоляцию, дренаж конденсата. Светопрозрачные ограждения стен и покрытия могут быть либо сплошными по всей поверхности, либо отдельными участками, прозрачными или окрашенными в различные цвета. Желательно использовать самоочищающиеся светопрозрачные покрытия. По конструктивному признаку светопропускающие конструкции можно разделить: на основе системных профилей –алюминия, стали, ПВХ с заполнением из одинарного стекла, стеклопакетов акрилового и поликарбонатного стекла; и конструкции из самонесущих элементов – полимерные материалы- плоские и волнистые листы из экструдированного ПВХ.

Волнистые прозрачные листы укладывают в покрытиях вдоль ската на деревянные или стальные прогоны. Крепление волнистых листов по гребням волн к металлическим и деревянным элементам оцинкованными болтами и шурупами показано на рис.5.7. Диаметр применяемых болтов и шурупов не менее 6 мм. Для свободы перемещения листов при температурных воздействиях отверстия под болты и шурупы делают на 2 мм больше их диаметров.

Светопрозрачные плиты для отапливаемых зданий выполняют, как правило, трехслойными, плоской, рис.5.8 или криволинейной формы. Они состоят из одного или двух, склеенных между собой, слоев волнистого светопрозрачного стеклопластика, к которым с обеих сторон приклеивают еще по плоскому листу. Средний слой такой панели может быть выполнен в виде решетки или ребер из алюминия или пластмассы типа «Полигаль-Титан». По контуру панели устраивают усиленное обрамление из металлических профилей или стеклопластика, которое служит для защиты плиты от механических повреждений при изготовлении, транспортировке и монтаже.

Трехслойные светопрозрачные ребристые плиты бывают цельноформованными, что исключает процесс склеивания.

В покрытиях промышленных и общественных зданий кроме светопрозрачных панелей употребляются также зенитные фонари в виде куполов

из светопрозрачного пластика - поликарбоната или ПВХ. Купола могут быть однослойными или многослойными, число слоев определяется теплотехническим расчетом. Светопрозрачные фонари располагают над квадратными, прямоугольными или круглыми проемами в крыше; они имеют небольшую массу и обладают высокой ударной прочностью. В куполах из оргстекла толщина наружного слоя назначается не менее 4мм, а внутренних 2-3мм. В многослойных куполах отдельные слои по контуру свариваются.

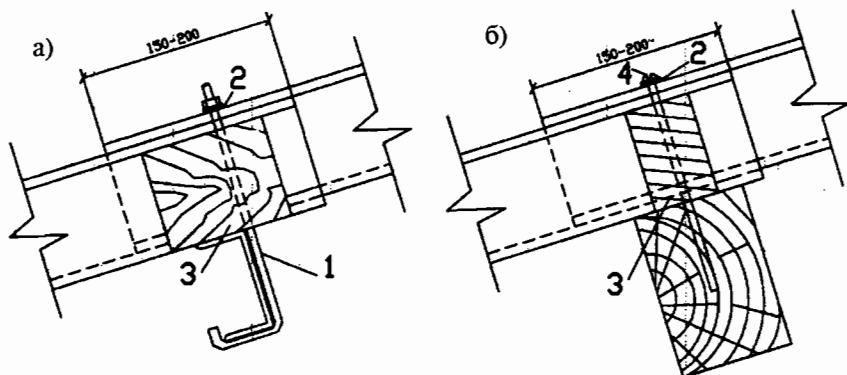


Рис. 5.7. Крепление волнистых листов из стеклопластика к металлическим (а) и деревянным (б) прогонам: 1 - болт; 2 - металлическая шайба с эластичной прокладкой; 3 - деревянные прокладки; 4 - шуруп

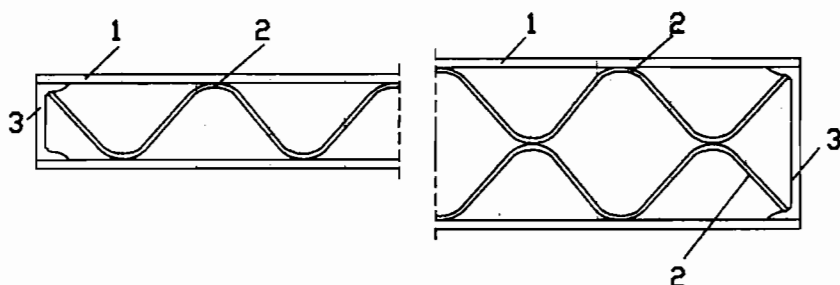


Рис. 5.8. Схемы трехслойных светопрозрачных панелей: 1 - плоские листы стеклопластика; 2 - волнистые листы; 3 - швеллерообрамления панели из стеклопластика типа АГ - 4С

Светонепроницаемые ограждения.

Светонепроницаемые покрытия и стеновые панели состоят из двух обшивок наружной и внутренней из металла, алюминия, стеклопластика, асбестоцемента, ДСП, водостойкой фанеры и среднего слоя. Необходимым условием при выборе материала для наружной обшивки является механиче-

ская прочность, устойчивость от выветривания, колебания температур, изменения влаги, освещения и других разрушающих факторов. Внутренняя обшивка должна обладать хорошими пароизоляционными, термозвукоизоляционными свойствами и необходимой биостойкостью. Наружная и внутренняя обшивки плит могут отличаться типом материала и толщиной листов. В зданиях химической промышленности следует использовать обшивки, обладающие стойкостью против воздействия агрессивных сред.

Средний слой панелей должен иметь малую плотность, достаточную прочность на сжатие и сдвиг, быть биостойким и, по возможности, огнестойким. Широкое применение находят минераловатные плиты и пенопласты. Толщина среднего слоя назначается по теплотехническим и конструктивным требованиям. С целью экономии материала средний слой из пенопласта можно выполнять с пустотами, расположенными вдоль или поперек панели рис 5.9.

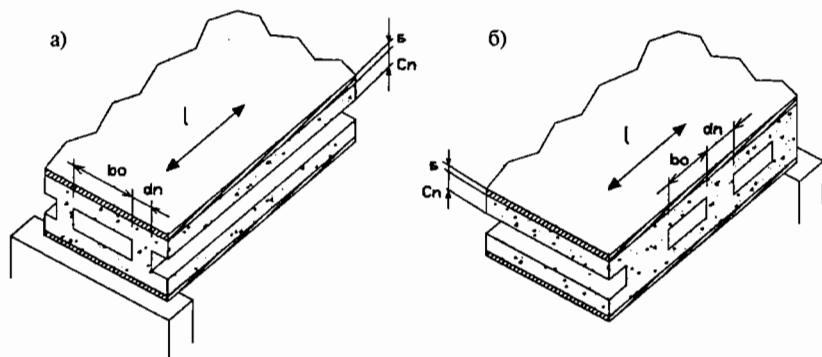


Рис. 5.9. Схемы расположения пустот в среднем слое из пенопласта: а - пустоты вдоль пролета панели; б - пустоты поперек пролета

Классификация панелей.

Трехслойные панели могут быть разделены на четыре конструктивных типа рис.5.10.

Панели I типа. Нормальные усилия в этих панелях воспринимаются жесткими ребрами (из металла, дерева, пластмасс и т.д.) и обшивками. Для панелей первого типа необходимо выполнение условия, чтобы отношение суммарной жесткости ребер к жесткости двух обшивок было больше $0,8 a/l$.

$$\frac{\sum E_p I_p}{E_{np} I_{об}} > 0,8 \frac{a}{l}$$

где a - шаг продольных ребер, см; l - расчетный пролет панели, см; EJ - жесткость ребер и обшивки.

Панели II типа. К этому типу относятся ребристые панели с малой изгибной жесткостью ребер, для которых отношение жесткости ребер и обшивок меньше или равно $0,8 a/l$.

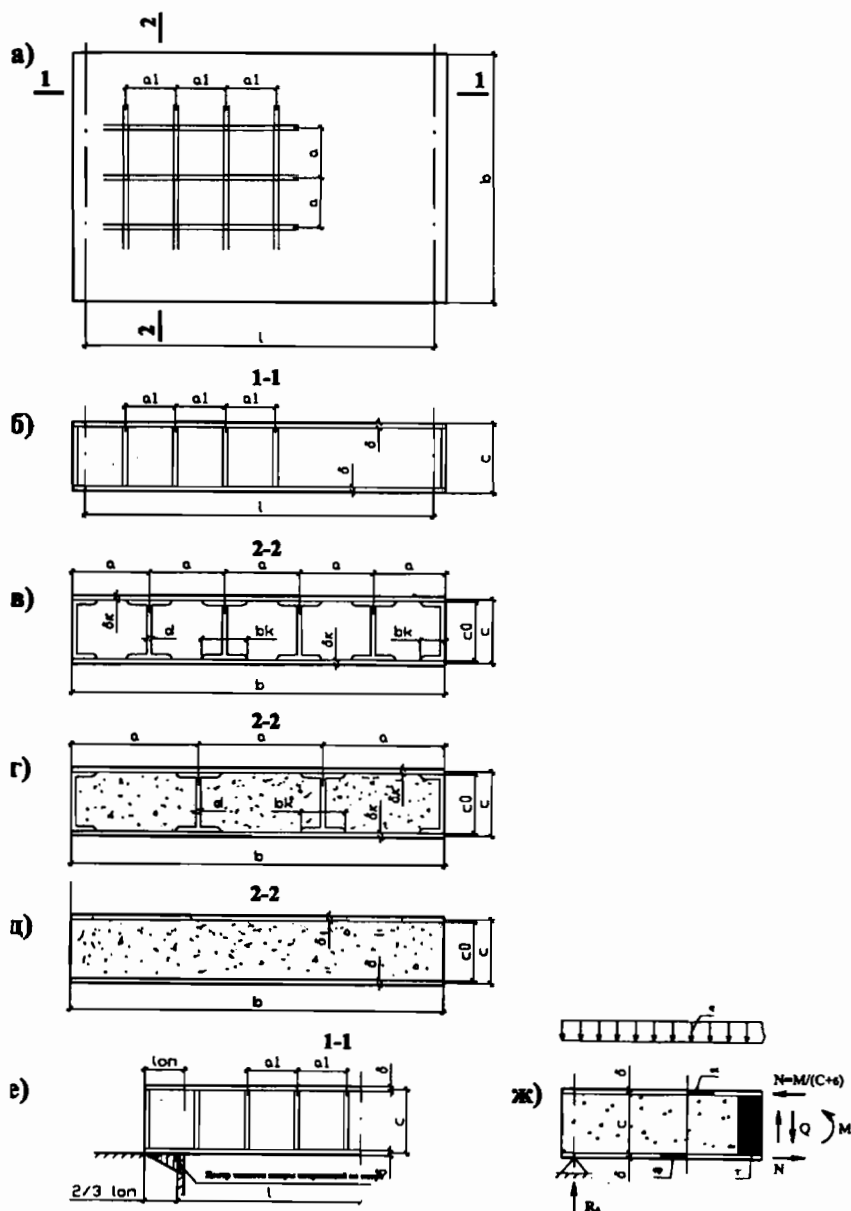


Рис. 5.10. Типы трехслойных панелей: а - план; б - продольный разрез; в - поперечный разрез панелей I и II типов; г - поперечный разрез панелей III типа; д - поперечный разрез панели IV типа; е - опирание панели; ж - схема работы трехслойных ребристых панелей

$$\frac{\sum EI_p}{E_{np} I_{об}} < 0,8 \frac{a}{l}$$

При расчете панелей второго типа можно принять, что нормальные усилия воспринимаются только обшивками.

Панели III типа имеют ребра и сплошной средний слой из пенопласта, приклеиваемый к верхней и нижней обшивкам.

Панели IV типа имеют сплошной средний слой, но выполняются без ребер, поэтому они характеризуются большой деформативностью.

В панелях *III* и *IV* типа обшивки воспринимают нормальные напряжения, вызванные изгибающим моментом, при этом в панели, работающей по схеме простой балки, верхняя обшивка сжата, а нижняя растянута, рис.5.10ж. Металлические и стеклопластиковые обшивки также выполняют роль гидро- и пароизоляции.

В панелях *III* и *IV* типа средний слой обеспечивает совместность работы обеих обшивок, повышает устойчивость сжатой обшивки из тонких металлических и стеклопластиковых листов, участвует совместно с обшивкой в восприятии местных сосредоточенных нагрузок, выполняет роль тепло- и звукоизоляции.

Сдвигающие усилия в панелях *I*, *II* и *III* типов воспринимаются ребрами, в панелях *IV* типа – сплошным средним слоем.

Ребристые светопрозрачные панели рассчитывают как панели *I* или *II* типов. Они отличаются значительной деформативностью вследствие низкого модуля упругости полиэфирного стеклопластика, из которого обычно выполняются.

При расчете трехслойных панелей применяют методы строительной механики, учитывая дополнительно отношение жесткости обшивок и ребер. При расчете панелей особое внимание следует уделять неравномерности распределения нормальных напряжений в обшивках. Максимальные значения нормальных напряжений, определенные методами теории упругости, превышают средние значения. Эта разница тем больше, чем больше шаг ребер.

Трехслойные панели рассчитывают по двум предельным состояниям (по прочности и деформативности). Кроме этого, обшивку проверяют на устойчивость и местный изгиб от кратковременного действия сосредоточенной нагрузки 1000Н, с коэффициентом условия работы 1,2, распределенной равномерно по площадке 10х10см.

$$P_m = \frac{1000 \cdot 1,2}{10 \cdot 10} = 12 \text{ Н / см}^2$$

где P_m - интенсивность местной нагрузки, Н/см².

При расчете на поперечный изгиб трехслойные панели рассматривают как плиты, свободно опертые по двум сторонам или опертые по контуру. Если панели *IV* типа с металлическими обшивками оперты по контуру и для них

$$\left(\frac{l}{c}\right)^2 \geq 8 \frac{G}{q} \cdot \sqrt[3]{\frac{\delta}{c}},$$

где q - равномерно распределенная нагрузка; G – модуль сдвига среднего слоя; $c = c_0 + \delta$ – расчетная высота сечения; δ – толщина обшивки (см. рис.5.10д), то их следует рассчитывать как гибкие пластины.

Расчетными нагрузками для панелей покрытия будут собственный вес и снег, а для стеновых панелей – собственный вес (при расчете в их плоскости) и ветер (при расчете из плоскости).

Геометрические характеристики панелей. При расчете панелей всех типов необходимо соблюдение следующих условий:

$$\bar{E}_{np} / G \leq 10000; \quad 200 \geq c_0 / \delta \geq 4; \quad l / c \geq 10, \quad \bar{E}_{np} = \frac{\bar{E}}{(1 - \mu^2)},$$

где G - модуль сдвига среднего слоя; $\bar{E}_{np}$ - приведенный модуль упругости материала обшивки; $\bar{E}$ - модуль упругости материала обшивок; μ - коэффициент Пуассона материала обшивок.

Характер работы трёхслойных панелей, а также разность физико-механических свойств их элементов учитывается введением приведённых геометрических характеристик, которые и используются при расчётах.

В дальнейшем принято, что верхняя и нижняя обшивки панелей выполнены из одного материала и имеют одинаковые толщины; кроме того, в крайних (обрамляющих) и промежуточных продольных ребрах модули упругости равны между собой. Значения J и W определяют для всех типов панелей по приведенным характеристикам.

Расчет прочности. При расчете прочности следует учитывать напряжения, возникающие в элементах панелей от нагрузки σ_q , влияния влажности σ_w и температуры σ_t .

$$\sigma_{полн} = \sigma_q + \sigma_w + \sigma_t \leq R_{расч}$$

Напряжения от влияния влажности и температуры появляются в связи с тем, что панели, соединенные между собой и прикрепленные к несущей конструкции, лишены свободной деформации.

Напряжения от расчетных нагрузок (панели I, II и III типов).

Средние нормальные напряжения в обшивках панелей определяют по формуле:

$$\sigma_{cp} = \frac{M}{W_{np}} \leq R_{расч}$$

где M - изгибающий момент на единицу ширины панели; W -момент сопротивления сечения панели на единицу ширины.

Панели I и II типов. Прочность обшивок проверяют по формулам:

при среднем напряжении в сжатой обшивке $\bar{\sigma}_1 < \bar{\sigma}_{кр}$:
 для сжатой обшивки

$$\sigma_{\max} = \bar{\sigma}_1 / k_1 \leq R_c$$

для растянутой обшивки

$$\sigma_{\max} = \bar{\sigma}_2 / k_2 \leq R_p$$

где $\bar{\sigma}_{1,2}$ - нормальные напряжения в обшивке,

для сжатой обшивки $\bar{\sigma}_1 = \bar{\sigma}_1^q + \bar{\sigma}_1^{t,\omega}$;

для растянутой обшивки $\bar{\sigma}_2 = \bar{\sigma}_2^q + \bar{\sigma}_2^{t,\omega}$;

при среднем напряжении в сжатой обшивке $\bar{\sigma} \geq \bar{\sigma}_{кр}$:

для сжатой обшивки

$$\bar{\sigma}_{\max} = \bar{\sigma}_1' / k_1 \leq R_c$$

для растянутой обшивки

$$\bar{\sigma}_{\max} = \bar{\sigma}_2' / k_1 \leq R_p$$

где $\bar{\sigma}_{1,2}'$ - редуцированные нормальные напряжения в обшивках; (определение напряжений см. «Конструкции из дерева и пластмасс» под ред. Г. Г. Карлсена, издание 4-е).

$\bar{\sigma}_{кр}$ - критическое напряжение сжатой обшивки;

κ_1 - коэффициент, учитывающий влияние ребер на распределение нормальных напряжений в обшивках панелей; при $a/l < 0,05$; $\kappa_1 = 1$;

при $a/l > 0,05$;

$$k_1 = V_1 + 0,24\eta \frac{E_p F_p^{kp}}{E_{np} \delta \cdot b} \leq 1 \quad (V.1)$$

V_1 - коэффициент, определяемый по графику рис.5.11; R_c - расчетное сопротивление материала обшивки на сжатие; R_p - то же , на растяжение; F_p^{kp} - принимают равным фактической площади сечения ребра, но не более $0,2C^2$;

$$\bar{\sigma}_{кр} = \kappa_{кр} E_{np} (\delta / a)^2$$

Таблица 5.2

Значения коэффициента $k_{кр}$.

a_1 / a	0,2	0,4	0,6	0,8	1	1,2	1,4	1,6	1,8 и более
$k_{кр}$	22,2	6,9	4,2	3,45	3,3	3,4	3,65	3,45	3,3

$k_{кр}$ - коэффициент, принимаемый по табл. 5.2 в зависимости от отношения a_1/a (см. рис.5.10).

Прочность среднего слоя для панелей IV типа

$$\sigma = \frac{\bar{E}}{E_{np}} \frac{2H - \delta}{2H + \delta} \bar{\sigma}_{1,2} \leq R_{расч};$$

$$\tau \leq R_{ср};$$

$$\sigma_{экв} = \sqrt{\sigma^2 + 4\tau^2} \leq R_c, R_p,$$

где $\bar{\sigma}_{1,2}$ - нормальные напряжения в сжатой или растянутой обшивке;
 τ - касательные напряжения в среднем слое; H - расстояние от нейтральной оси сечения панели до оси обшивки.

Сдвигающие напряжения в ребрах определяют по формуле

$$\tau = QS / Jb \leq R_{ск}$$

Напряжения от температурно-влажностных воздействий.

Кроме внешних нагрузок на прочность панелей влияют температурно-влажностные воздействия, которые вызывают изменения начальной температуры и влажности ее элементов (обшивок, среднего слоя), имеющих различные коэффициенты линейного температурного расширения и линейной влажностной деформации; в результате в элементах панели могут возникать значительные напряжения. Напряженное состояние панелей от этих воздействий зависит в основном от физико-механических свойств материалов, из которых они выполнены.

В общем случае значение относительных деформаций материала складывается из температурных и влажностных деформаций. Изменение влажности не влияет на деформацию металлов и расчет производят только на температурные воздействия. Для таких материалов, как асбестоцемент, фанера и т.д. температурными деформациями можно пренебречь, так как они малы по сравнению с влажностными деформациями. При этом обеспечивается точность, достаточная для практических целей.

Расчет напряжений и усилий от температурно-влажностных воздействий приведен в книге А.Б.Губенко «Строительные конструкции с применением пластмасс».

Расчет по деформациям. Прогиб от равномерно распределенной нормативной нагрузки панелей всех четырех типов при свободном опирании по двум противоположным сторонам определяют по формуле

$$f' = 5q''l^4 / 384D$$

где q'' - нормативное значение нагрузок; D - изгибная жесткость панели (на единицу ширины панели) в направлении расчетного пролета.

Изгибная жесткость панелей в случае, если сжимающие напряжения обшивки меньше критического, определяется следующим образом.

Для панелей I типа при

$$\bar{\sigma}_1'' < \bar{\sigma}_{кр} \quad D = E_p J,$$

где $\bar{\sigma}_1''$ -суммарное напряжение в сжатой обшивке от нормативных нагрузок и температурно-влажностных воздействий; $\bar{\sigma}_{кр}$ - критическое напряжение; E_p - модуль упругости материала продольного ребра; J - момент инерции.

Для панелей II типа при

$$\bar{\sigma}_1'' < \bar{\sigma}_{кр} \quad D = (k_1 / k_2) \bar{E}_{np} J,$$

где $\bar{E}_{np}$ - приведенный модуль упругости материала обшивки; J -момент инерции, определяемый по формуле:

$$J = \delta \cdot c^2 / 2 ; \quad (V.2.)$$

где k_1 - коэффициент, вычисляемый по формуле (V.1); k_2 - коэффициент, характеризующий влияние деформативности ребер на прогиб панели;

$$k_2 = 1 + \frac{4,8}{\eta} V_1 \frac{\bar{E}_{np} J \cdot b}{G_p^{kp} F_p^{kp} l^2} ,$$

J -момент инерции; V_1 -коэффициент, принимаемый по графику рис.5.11).

Для панелей III типа

$$D = (k_1 / k_2 k_3) E_{np} J,$$

где k_3 -коэффициент, учитывающий дополнительный прогиб панели между ребрами

$$k_3 = 1 + 9,6 \frac{\bar{E}_{np} J}{G_c l^2} \left(\frac{a}{l} \right)^2 ;$$

J - момент инерции, определяемый по формуле (V.2), a - шаг продольных ребер.

Для панелей IV типа

$$D = (1 / k_4) \bar{E}_{np} J,$$

где k_4 - коэффициент, характеризующий влияние деформативности среднего слоя на прогиб панели;

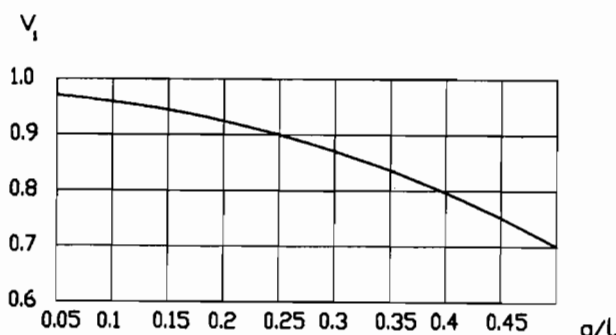


Рис. 5.11. График коэффициентов V_1

$$k_4 = 1 + 9,6 \frac{\bar{E}_{np} J}{G \cdot c \cdot l^2}.$$

Прогибы панелей, которыми определяется жесткость от совместного действия нормативных нагрузок и температурно-влажностных воздействий при наиболее неблагоприятном их сочетании, не должны превосходить предельных прогибов:

$$f_{\max} = f' + f_{\max}^{t, \omega} \leq f_{\text{пред}} \quad \text{или} \quad f_{\max} / l \leq [f / l],$$

где $[f/l]$ - нормируемый предельный прогиб в долях пролета.

Расчет изгибаемых волнистых листов из пластмасс.

Расчет этих конструкций имеет некоторые особенности. Применяемые для ограждающих конструкций волнистые листы рассчитывают на изгиб от равномерно распределенной нагрузки (собственного веса и веса снега) по расчетным схемам одно- или многопролетных балок. Расчетный пролет принимают равным расстоянию между прогонами.

Волнистые листы можно рассчитывать по формулам сопротивления материалов применительно к одной волне или к единице ширины сечения.

Проверка несущей способности и устойчивости волнистых листов при изгибе производится по формуле:

$$\sigma = M / (\varphi_B \cdot w);$$

где изгибающий момент $M = ql^2 / 8$ при одно- и двух пролетной схемах работы; φ_B - коэффициент устойчивости листа при изгибе:

$$\varphi_B = \frac{(E / R_u) 1,92 \delta_g h_g}{(4h_g^2 + b_g^2)},$$

h_g - высота волны; b_g - шаг волны; δ_g - толщина волнистого стеклопла-

стика; E - модуль упругости стеклопластика; R_u - расчетное сопротивление стеклопластика изгибу;

Момент инерции сечения:

$$J = 0,125 n_g b_g h_g^2 \left[1 + \frac{\pi^2 h_g^2}{8 b_g^2} \right],$$

где расчетное число волн $n_g = \frac{b}{b_g}$, где b - ширина листа

Момент сопротивления $W = 2J / (h_g + \delta_g)$

Проверка несущей способности листа на скалывание

$$\tau = \frac{Q}{2 n_g h_g \delta_g} \leq R_{ск}$$

где $Q = q \cdot l / 2$ поперечная сила при однопролетной схеме, $Q = 5q \cdot l / 8$ при двухпролетной схеме.

Проверка прогиба листа производится по формуле:

$$\frac{f}{l} = k \left[\frac{q l^3}{EJ} \right] \leq \left[\frac{f}{l} \right]$$

где $K=5/384$ – при однопролетной схеме, $K=2,13/384$ – при двухпролетной схеме.

Таблица 5.3

Геометрические характеристики поперечных сечений стеклопластика

Размер волны, мм	Толщина листа, мм	J см ⁴	W см ³	F см ²	Размер волны, мм	Толщина листа, мм	J см ⁴	W см ³	F см ²
200/5 4	1,5	11,83	4,27	3,7		1,5	1,82	1,23	2,08
--,,--	2	15,8	5,65	4,95	115/28	2	2,42	1,61	2,78
--,,--	2,5	19,73	7	6,13		2,5	3,03	1,99	3,48
167/5 0	1,5	8,6	3,34	3,17		1,5	1,69	1,07	1,74
--,,--	2	11,44	4,41	4,22	90/30	2	2,25	1,41	2,32
--,,--	2,5	14,32	5,46	5,28		2,5	2,81	1,73	2,9
125.3 5	1,5	3,13	1,71	2,32		1,5	0,61	0,42	1,41
--,,--	2	4,17	2,26	3,1	78/18	2	0,68	0,68	1,88
--,,--	2,5	5,22	2,78	3,88		2,5	0,85	0,83	2,35

5.2.2. Клеефанерные плиты покрытия

Плиты покрытия с фанерными обшивками могут быть изготовлены в заводских условиях. Их используют в зданиях с наружным отводом воды с кровли, в отапливаемых зданиях при относительной влажности воздуха в помещениях до 75% и в неотапливаемых при расчетной температуре наружного воздуха не ниже $t = -5^{\circ}\text{C}$. Целесообразность применения клеефанерных плит определяется малым весом при высокой несущей способности, т.к. выполняет одновременно функции прогонов и настила, а также обеспечивает теплозащиту сооружения. Клеефанерными плитами можно перекрывать пролеты 3-6 м если ребра из цельной древесины, и до 12 м, если ребра клееные. Длина плит покрытия (l_n) соответствует шагу «В» несущих конструкций.

$$l_n = B - 20 \text{ мм}$$

где 20 мм - зазор между торцами соседних плит рис.5.12.

Ширина панели соответствует стандартной ширине фанерного листа и равна с учетом обрезки кромок для их выравнивания ($b = 0,7; 1,2; 1,5\text{м}$)

Высота панели обычно составляет $h = (1/15 - 1/40)l$. Плиты покрытия состоят из деревянного несущего каркаса и фанерных обшивок, соединенных водостойким клеем.

Для их изготовления используют фанеру повышенной водостойкости марки ФСФ, сорта В/ВВ толщиной не менее 8мм, состоящую из нечетного числа слоев шпона хвойных пород сосны и лиственницы, а также комбинированной из березового шпона. Волокна наружных шпонов фанеры д.б. направлены вдоль оси панели, т.к. при этом создается возможность стыковать фанерные листы «на ус» и лучше использовать прочность фанеры. Продольные ребра выполняют из брусков цельного сечения (реже клееной древесины) не ниже II сорта. Ширину ребер принимают 25,33,36,42 и 52мм, высоту определяют расчетом и она колеблется от 94 мм - 192 мм (размеры даны с учётом острожки), при большей высоте используют клеёные ребра. Из условия работы на изгиб верхней обшивки от сосредоточенных грузов продольные ребра ставят на расстоянии не более 50 см друг от друга. Поперечные ребра устанавливают с шагом не более 1,5м, как правило, в местах расположения стыков фанеры. При пересечении с продольными ребрами они прерываются.

В качестве утеплителя применяют негорюемые и биостойкие теплоизоляционные материалы. Например, полимерные плиты из пенопласта, пенополиуретана, стекломаты или минераловатные жесткие и полужесткие плиты на синтетическом связующем ($g = 0,5; 0,75; 1,0 \text{ кН/м}^3$). Под утеплителем устраивают пленочную или обмазочную пароизоляцию, которая выполняет две функции. Во - первых, препятствует проникновению в теплоизоляционный материал влаги, что резко снижает его теплоизоляционные свойства и ведёт к прогрессирующему разрушению. Во- вторых, как неотъемле-

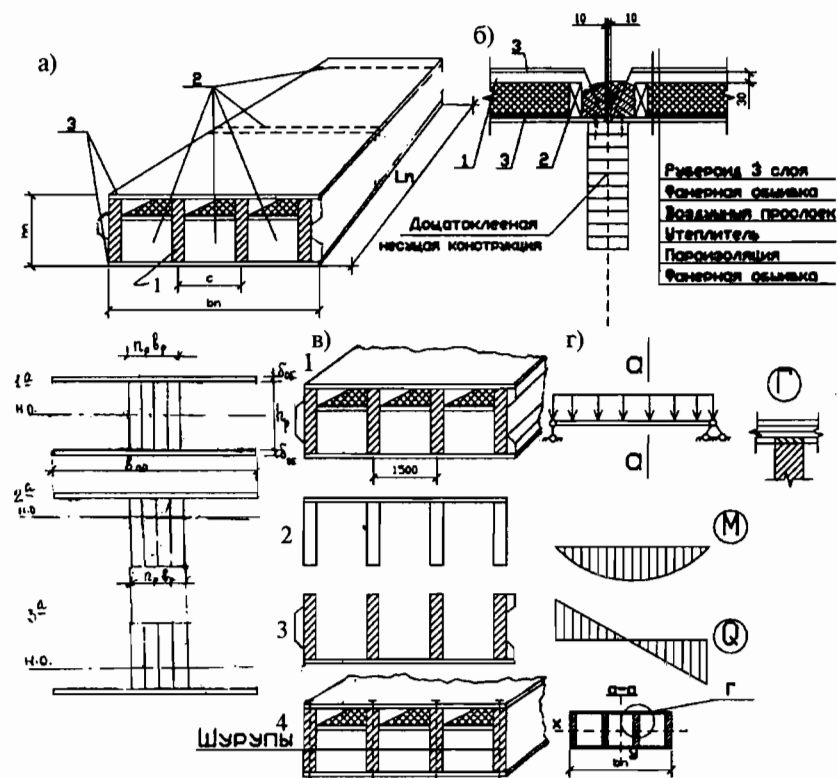


Рис. 5.12. Плитные покрытия: а - общий вид (1 - продольные ребра, 2 - поперечные ребра, 3 - обшивки); б - стык плит покрытия над опорой; в - плиты с деревянным каркасом (1-клефанерные утепленные под рулонную кровлю), 1а - расчетные схемы сечения; 2 - клефанерные холодные под рулонную кровлю, 2а - расчетные схемы сечения; 3 - клефанерные под кровлю из листовых материалов, 3а - расчетные схемы сечения; 4 - с асбестоцементными обшивками; г - расчетная схема плиты покрытия

мая часть вентиляционной системы кровли, участвует в предотвращении накопления в теплоизоляционном материале влаги, облегчая выход наружу его паров.

Для проветривания внутренних полостей плит следует предусматривать зазор 50 мм между утеплителем и верхней обшивкой или пазы в поперечных ребрах. При изготовлении плиты на верхнюю обшивку наклеивают один слой рулонного ковра для предотвращения плиты от увлажнения при транспортировке и монтаже, а верхние слои - после сборки покрытия.

Плиты укладывают непосредственно на основные несущие конструкции. При этом ширина опорной площадки панели должна быть не менее 6 см.

Плиты прикрепляют к опорам и соединяют между собой, рис. 5.12, создавая горизонтальный жесткий диск, обеспечивая устойчивость основ-

ных конструкций и предотвращая неравномерный прогиб соседних плит. Соединять их можно глухими нагелями, которые ставятся через 1,5-2м или с помощью стыковочных брусков, которые сбивают гвоздями через 50см.

В зависимости от назначения и конструкции кровли плиты подразделяют на следующие типы: коробчатого сечения, утепленные с двумя обшивками под рулонную кровлю; ребристые, неутепленные (холодные) с верхней обшивкой под рулонную кровлю; ребристые утепленные, с нижней обшивкой под жесткую кровлю из асбестоцементных, стеклопластиковых листов, профилированного настила, металлочерепицы, рис. 5.12.

Расчет клефанерных плит покрытия, работающих по балочной схеме рис. 5.12 г, ведется по первому и второму предельным состояниям. При компоновке конструкции плиты определяют количество продольных ребер из условия расчета на местный изгиб верхней фанерной обшивки при действии сосредоточенной нагрузки от веса монтажника с инструментом $P=1\text{кн}$ с коэффициентом надёжности по нагрузке 1,2. При этом считается, что действие сосредоточенной нагрузки распределяется на ширину 100см. Учитывая сопротивление повороту в опорных сечениях верхней обшивки со стороны ребер, можно в качестве расчетной схемы при расчете на временную сосредоточенную нагрузку принять балку с обоими защемленными концами рис. 5.13. Тогда максимальный момент будет

$$M_{\max} = P \cdot c / 8$$

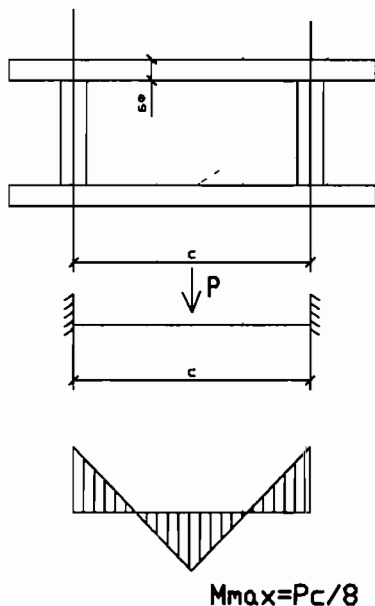


Рис. 5.13. К расчету верхней обшивки клефанерной панели

Изгибные напряжения в верхней обшивке поперек волокон наружных шпонов фанеры

$$\sigma_u = \frac{M_{\max}}{W_\phi} = \frac{6Pc}{8 \cdot 100\delta_\phi^2} = 0,9 \frac{c}{\delta_\phi^2} \leq m_u R_{u,\phi},$$

где $m_u = 1,2$ — учитывает кратковременность приложения нагрузки.

Если приравнять $\sigma_u = 1,2 R_{u,\phi}$, то $0,9 \left(c / \delta_\phi^2 \right) \leq 1,2 R_{u,\phi}$, откуда расстояние между осями ребер

$$c \leq 1,33 R_{u,\phi} \delta_\phi^2.$$

При толщине фанеры $\delta_\phi = 8$ мм и $R_{u,\phi} = 65$ кг/см², это расстояние $c < 54$ мм.

Клеефанерные конструкции рассчитывают с учетом различных модулей упругости древесины и фанеры по приведенным геометрическим характеристикам, причем приводят к тому материалу элемента конструкции, в котором находят напряжения. Приведенные характеристики вычисляют по формулам:

момент инерции, приведенный к фанере

$$J_{\text{прив}} = J_\phi + J_D (E_D / E_\phi)$$

статический момент

$$S_{\text{прив}} = S_\phi + S_D (E_D / E_\phi)$$

площадь поперечного сечения

$$F_{\text{прив}} = F_\phi + F_D (E_D / E_\phi)$$

момент сопротивления

$$W_{\text{прив}} = J_{\text{прив}} / y,$$

где y — расстояние от нейтральной оси до наиболее удаленных волокон. Расчетное поперечное сечение зависит от типа панелей: для коробчатых панелей, принимают симметричное двутавровое; для ребристых — несимметричное тавровое (с полкой вверх или вниз) (см. рис.5.12). При этом для симметричных сечений $y = h/2$; для несимметричных сечений $y = S_{np}/F_{np}$; J_ϕ , S_ϕ , F_ϕ , E_ϕ — соответственно момент инерции, статический момент, площадь поперечного сечения и модуль упругости материала элемента, к которому делают приведение (в данном случае к фанере); J_D , S_D , F_D , E_D — то же, для приведения к древесине.

Неравномерность распределения нормальных напряжений в обшивках в ребристых клеефанерных конструкциях учитывают введением в геометрические характеристики приведенной ширины $b_{\text{расч}}$, меньшей действительной ширины b . Расчетную ширину сечения $b_{\text{расч}}$ вычисляют по формуле $b_{\text{расч}} = 0,9b$ в случае, если $l_n > 6c$; и по формуле $b_{\text{расч}} = 0,15(l_n/c)b$ при $l_n < 6c$,

где b - ширина сечения панели, l_n - пролёт панели, c - расстояние между продольными рёбрами в осях.

Нормальные напряжения в обшивках определяют по следующим формулам:

1) для верхней сжатой обшивки с учетом ее устойчивости

$$\sigma_c = M_{\max} / W_{np} \varphi_\phi \leq R_{\phi, c},$$

где φ_ϕ - коэффициент продольного изгиба:

$$\text{при } \frac{c}{\delta_\phi} \geq 50 \quad \varphi_\phi = \frac{1250}{(c/\delta_\phi)^2}$$

$$\text{при } \frac{c}{\delta_\phi} < 50 \quad \varphi_\phi = 1 - \frac{(c/\delta_\phi)^2}{5000}$$

2) для нижней растянутой обшивки с учетом ослабления стыком на «ус»

$$\sigma_p = M / W_{np} k_\phi \leq R_{\phi, p},$$

где $k_\phi = 0,6$ - коэффициент, учитывающий ослабление сечения стыком на «ус»; при отсутствии стыка $k_\phi = 1$.

Касательные напряжения проверяют в местах приклеивания фанеры к ребрам:

по скалыванию между шпонами фанеры

$$\tau_\phi = \frac{QS_\phi}{J_{np} \sum \delta_p} \leq R_{\phi, ck},$$

где S_ϕ - статический момент обшивки относительно оси панели; δ_p - ширина ребра.

Расчетные сопротивления скалыванию клеевых швов между шпонами фанеры приведены в табл.5.4

по скалыванию ребер

$$\tau = \frac{QS_{np}}{J_{np} \sum \delta_p} \leq R_{ck, \max}$$

где S_{np} - приведенный статический момент половины сечения относительно нейтральной оси.

Относительный прогиб панели в общем случае

$$\frac{f}{l} = \frac{k P_n l^2}{0,7 E_\phi J_{np}} \leq \left[\frac{f}{l} \right]$$

Для равномерно распределенной нагрузки

$$k=5/384; \quad P_n = q'' l, \quad \left[\frac{f}{l} \right] \text{ по СНиП [1]}$$

Расчетные сопротивления скалыванию клеевых швов между шпонами фанеры.

Угол между направлением волокон наружных слоев фанеры и усилием, действующим в приклеенном к фанере деревянном элементе, град.	Rф.ск, МПа, фанеры	
	водостойкой (ФСФ)	бакелизированной (ФБС)
0	0,8	1,8
90	0,8	1,8

Глава 5.3. Балки

5.3.1. Балки составного сечения

Составные балки изготавливаются из двух или трех брусьев по высоте. В качестве связей, воспринимающих сдвигающие усилия в швах между брусьями, применяются различные виды механических связей: шпонки, пластинчатые нагели, болты. Конструкции составных балок показаны на рис. 5.14.

Длина балок составного сечения ограничена сортаментом лесоматериала и не превышает 6 - 6,5 м.

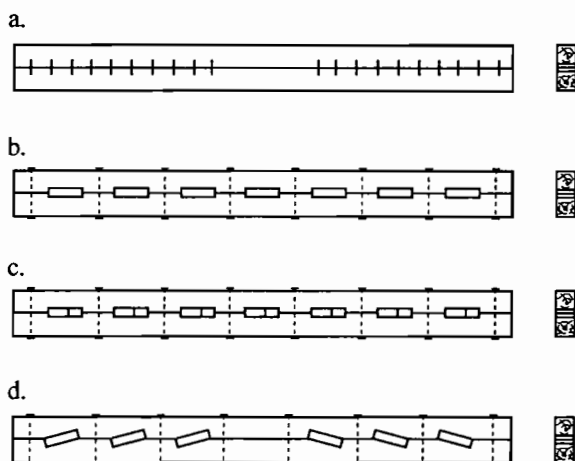


Рис. 5.14. Типы составных балок: а - на пластинчатых нагелях (балка В.С. Деревягина); б - на продольных шпонках; с - на поперечных натяжных шпонках; д - на наклонных шпонках

Балки на пластинчатых нагелях

Балки на пластинчатых нагелях являются индустриальными конструкциями. Они характеризуются большой жесткостью по сравнению с составными брусчатыми балками на шпонках, отсутствием распора соединений (между брусками), восприятие которого в шпоночных балках связано с дополнительными деформациями балок и дополнительным прогибом.

Бруска в балках на пластинчатых нагелях соединяются между собой деревянными пластинчатыми нагелями, изготовленными из древесины твердых пород - дуба или березы с влажностью не более 8 - 10%.

Для постановки нагелей в балках выбираются гнезда с помощью электрического цепнодолбежного станка размером 58 x 12 мм. Максимальная глубина врезки нагелей составляет $1/5 h$ высоты бруса. Нагели изготавливаются на рейсмусном станке по размерам гнезда, рис. 5.15.

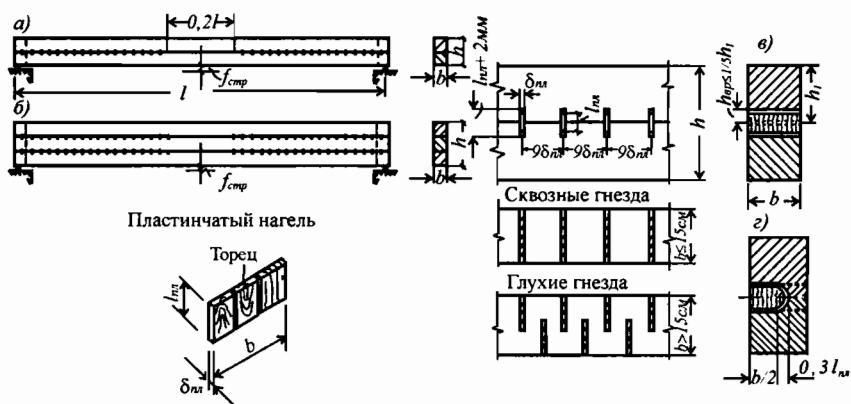


Рис. 5.15. Балки на пластинчатых нагелях: а - балка из двух брусков; б - балка из трех брусков; в - сечение балки со сквозным нагелем; г - то же, с глухим нагелем

Балкам при их изготовлении придают строительный подъем в сторону, обратную прогибу под нагрузкой.

Конструктивный строительный подъем определяют по формуле:

$$f_{стр} = l \delta n_{ш} / 2h_o,$$

где l - длина балки; h_o - расстояние между осями крайних брусков; $n_{ш}$ - число горизонтальных швов в балке; δ - расчетная деформация для нагелей, равная 20 мм.

Выборка гнезд и постановка нагелей в балках производится после придания им конструктивного строительного подъема, что позволяет обеспечивать лучшую плотность соединений при распрямлении брусков. Для устранения вредного влияния усушки, в брусках устраивают продольные вертикальные пропилы глубиной $1/6$ высоты бруса.

Балки на пластинчатых нагелях рассчитываются как составные балки на податливых связях с введением коэффициентов, учитывающих податливость связей.

Количество связей n_c , равномерно размещаемых в шве балки, должно удовлетворять условию:

$$n_c \geq 1,5 (M_B - M_A) S_{бр} / T J_{бр},$$

где M_A и M_B - изгибающие моменты в начальном и конечном сечениях рассматриваемого участка; T - расчетная несущая способность одной связи в шве.

Пластинчатые нагели следует размещать на соответствующей длине балки на расстоянии, равном шагу $S = 9\delta_{пл}$.

Балки двутаврового сечения с перекрестной дощатой стенкой на гвоздях

Балки с перекрестной стенкой являются конструкциями построечного изготовления и применяются для пролетов 6 - 12 м.

Основными элементами балки являются пояса, выполненные из досок или брусев, перекрестная дощатая стенка и ребра жесткости.

В балках с дощатыми поясами верхние и нижние пояса выполняются из досок одинакового сечения толщиной 40 - 60 мм, рис. 5.16а.

Перекрестная стенка состоит из двух слоев досок, расположенных под углом 30 - 45° к нижнему поясу и общая толщина которых должна быть равна толщине доски пояса.

Опорные ребра жесткости состоят из прокладок и накладок того же сечения, что и доски пояса.

Промежуточные ребра жесткости ставятся на расстоянии (1/8 - 1/10) l друг от друга. Толщина их одинакова с толщиной досок пояса, но по ширине вдвое меньше. Назначение ребер - увеличить жесткость стенки и распределять местную нагрузку между верхним поясом, стенкой и нижним поясом.

Пояса со стенкой соединяются гвоздями, которые размещаются вертикальными рядами и забиваются сначала с одной стороны пояса, а затем с другой с соблюдением норм расстановки гвоздей. Толщина досок пояса ограничена длиной гвоздя.

Доски стенки в пределах между нижним и верхним поясами скрепляются между собой гвоздями, которые забивают со стороны сжатых раскосов по два гвоздя в каждую доску и загибают с обратной стороны для увеличения устойчивости сжатых досок стенки из плоскости.

При пролетах балок более 6 м в поясах устраиваются стыки.

Стык сжатого верхнего пояса выполняется упором стыкуемых досок и перекрывается двумя накладками на болтах. Стык растянутого нижнего пояса перекрывается двумя накладками и прокладкой, соединяемыми с поясом расчетным количеством нагелей.

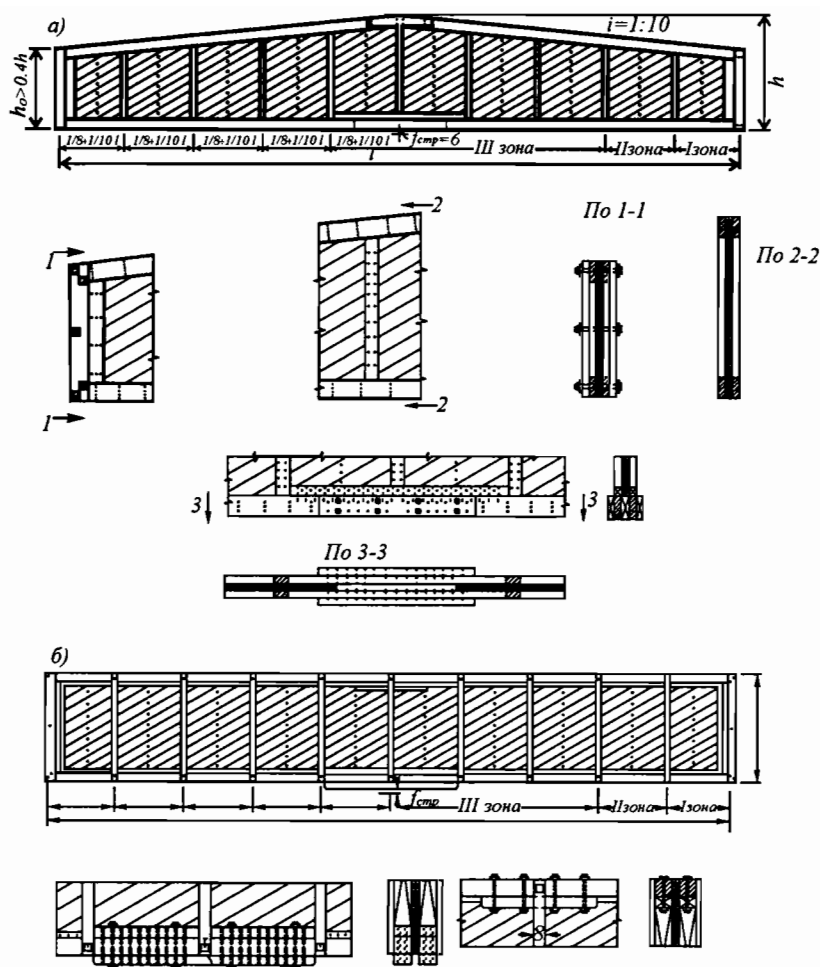


Рис. 5.16. Двухтавовая гвоздевая балка с перекрестной стенкой:
а - с дощатыми поясами; б - с брусчатыми поясами

Для постановки прокладки стенку в месте стыка вырезают, а край подрезанной стенки скрепляют с поясом при помощи специальных брусков, соединяемых гвоздями со стенкой и поясами.

Применение прокладки позволяет уменьшить длину стыка за счет увеличения числа «срезов» нагелей в соединении стыка, что повышает несущую способность соединения стыка.

Балки с брусчатыми поясами применяются в покрытиях при больших нагрузках рис. 5.15. Основное применение - в конструкциях мостов.

Технология изготовления этих конструкций такова, что каждый из слоев стенки прибавается отдельно к своим полупоясам гвоздями, длина которых принимается равной тройной толщине досок стенки.

Изготовленные две полубалки при сборке соединяются друг с другом стяжными болтами и гвоздевым забоем, скрепляющим оба слоя стенки.

Стык верхнего (сжатого) пояса решается взаимным упором стыкуемых брусьев и перекрывается накладками из брусьев на стяжных болтах.

Стык растянутого пояса перекрывается накладками, расположенными по верхней и нижней гранями бруса пояса и соединяются нагелями.

Балки собираются на бойке с обязательным устройством строительного подъема, равного 1/200 пролета.

Статическая схема балки с перекрестной стенкой представляет собой многокаркасную ферму с растянутыми нисходящими от опоры раскосами и сжатыми восходящими раскосами, образующими стенку балки.

В такой конструкции, работающей на изгиб, нормальные усилия воспринимаются поясами балки, а стенка работает только на сдвигающие усилия.

Максимальные усилия в поясах балки постоянной высоты при $h_n \leq 0,25h$ определяются по формуле

$$N_n = M_{\max}/h_o,$$

где $M_{\max}$ - изгибающий момент; h_o - расстояние между центрами поясов, h - полная высота балки (рис. 5.17).

$$h_n \leq 0,25h$$

В двускатных и односкатных балках сечение с $N_{\max}$ не совпадает с местом $M_{\max}$ ввиду переменной высоты балки. Оно будет находиться на расстоянии от опоры с меньшей высотой, равной (при равномерно распределенной нагрузке), рис. 5.17б,в,

$$x = h'_o / \operatorname{tg} \alpha (\sqrt{1 + l \operatorname{tg} \alpha / h'_o} - 1),$$

где h'_o - высота между центрами поясов балки на опоре с меньшей высотой; α - угол наклона верхнего пояса; l - пролет балки.

Необходимое сечение поясов определяется по максимальной растягивающей силе в нижнем поясе:

$$F_{бр} = N_{\max}/R_p m_p,$$

где R_p - расчетное напряжение растяжения в поясах; m_p - коэффициент $m_p = 0,8$, учитывающий ослабление сечения нагелями.

Верхний пояс проверяют на устойчивость из плоскости с расчетной длиной, равной расстоянию между прогонами кровли. В расчете принимается гибкость отдельной доски.

$$\sigma_c = N_{\max} / F_{расч} \varphi \leq R_c$$

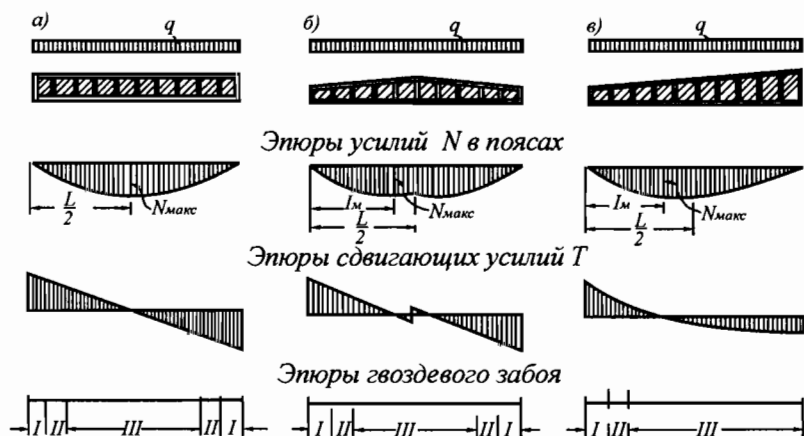


Рис. 5.17. Эпюры нормальных и сдвигающих усилий и зоны гвоздевого забоя в балках с перекрестной стенкой: а - балка с параллельными поясами; б - двускатная балка; в - односкатная балка

Количество нагелей в стыке нижнего пояса определяют по усилию в поясе.

Расчет гвоздей, соединяющих пояса со стенкой, производится на сдвигающие усилия при изгибе, приходящиеся на единицу длины пояса

а) в балках постоянной высоты

$$T = QS/J = QF_n(h_0/2)/2F_n(h_0/2)^2 = Q/h_0$$

б) в балках с наклонным верхним поясом сдвигающее усилие на единицу длины пояса равно:

$$T = d/dx(MS/J) = d/dx(M/h_0),$$

Произведя дифференцирование, получим

$$T = (M^1 h_0 - M h_0^1) / h_0^2 = Q/h_0 \pm M \tan \alpha / h_0^2.$$

Знак минус перед вторым членом формулы принимается для двускатных балок на участках с верхним поясом, нисходящим к левой опоре, а для односкатных на участке от опоры с меньшей высотой до сечения, где $Q=0$. Знак плюс — для остальной части длины односкатных балок.

По длине пролета устанавливаются зоны гвоздевого забоя, рис.5.17.

Расчетные усилия определяются в середине каждой зоны.

Количество гвоздей в каждой зоне на единицу длины пояса определяется по минимальной несущей способности двухсрезного соединения по формуле:

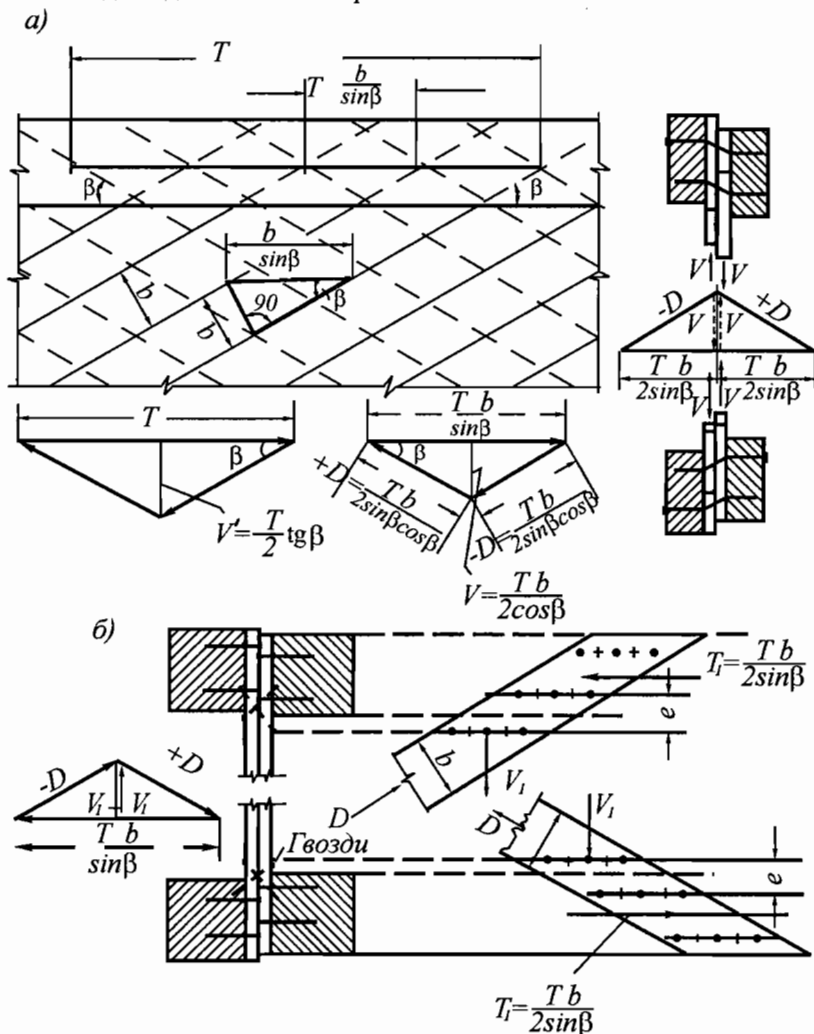
$$n_r = T/0,8 (T_{гв}^a + T_{гв}^1),$$

где $T_{гв}^a$ - расчетная несущая способность гвоздя в шве при толщине поясной доски, равной a ;

$T_{\text{гв}}^{\text{al}}$ - то же, во втором шве при длине заделки гвоздя равной a_1 ;

0,8 - коэффициент, учитывающий отсутствие монолитности стенки, а также возможность попадания части гвоздей в щели между досками стенки.

Гвозди, скрепляющие надстыковые бруски со стенкой и поясами, рассчитываются на сдвигающие усилия в начале стыковой накладки при временной нагрузке на половине пролета. Проверка устойчивости из плоскости балки сжатых досок стенки производится в середине опорной панели. Усилие в одной доске стенки шириной b . Рис. 5.18а.



а - с поясами из досок; б - с поясами из брусьев.

$$D = Tb/\sin\beta$$

Проверка устойчивости доски стенки

$$\sigma_c = D/b \cdot \delta \cdot \varphi \leq R_c,$$

где b и δ - соответственно ширина и толщина доски; φ - коэффициент продольного изгиба, определяемый по свободной длине доски, равной расстоянию между гвоздями стенки, которое не должно быть более $l_0 \leq 30\delta$.

В балках с брусчатыми поясами гвозди, соединяющие каждый из слоев стенки со своим поясом, рассчитываются на половину сдвигающего усилия как односрезное соединение на смятие одного слоя стенки или изгиб гвоздя, рис. 5.18 б.

$$T_1 = 0,5 T = Tb/2 \sin\beta.$$

Гвозди, скрепляющие две полустенки друг с другом, рассчитываются на восприятие вертикальных усилий на единицу длины забоя.

$$V_1 = 0,5 T \operatorname{tg}\beta.$$

5.3.2. Клееные балки

Клееные балки являются конструкцией заводского изготовления. Клеедеревянные балки изготавливают из хвойных пород древесины и в меньших объемах из лиственной. Балки используют в качестве несущих конструкций жилых, общественных, сельскохозяйственных и промышленных зданий пролетами от 6 до 24 м. Их применяют также в качестве прогонов, пролеты и нагрузки которых не позволяют применять цельнодеревянные прогоны, а также в качестве балок мостов, их переходов, транспортных галерей и т.п.

Дошато-клееные балки по сравнению с составными обладают рядом преимуществ:

- работают как монолитные;
- их можно изготовить с поперечным сечением большой высоты;
- в балках длиной более 6 метров отдельные доски стыкуют по длине вразбежку с помощью зубчатого шипа, что не ослабляет сечение;
- в балках возможно рациональное размещение досок различного качества по высоте и длине. Слои из досок первого или второго сортов укладывают в наиболее напряженные зоны балки, а слои из досок второго или третьего сортов - в менее напряженные места (рис. 5.19);
- возможно использовать клееные балки комбинированной конструкции. В таких балках наиболее прочная древесина, например, лиственница, располагается в крайних - самых напряженных зонах сечений, а в средних - менее напряженных зонах, размещается менее прочная древесина (например, кедр, пихта или даже осина). Такие балки имеют не меньшую несущую способность, но существенно меньшую стоимость;

- в клееных балках возможно использование маломерных пиломатериалов.

Получают балки при склеивании досок плашмя, синтетическим клеем. Доски должны быть высушены до влажности не более 12%, чисто остроганы, иметь толщину слоя $\delta_{\text{сл}} \leq 33$ мм (после острожки) для балок криволинейного очертания и $\delta_{\text{сл}} = 42$ мм (после острожки) для прямолинейного очертания. Высоту балок принимают в пределах $(1/8 - 1/12) L$ (пролета).

Ширину балок целесообразно принимать минимальной, определенной из условия опирания панелей покрытия или прогонов и обеспечения монтажной жесткости. Уклон верхней грани 2-скатных балок принимают 2,5% – 10%. Типы клееных балок могут быть следующими: постоянной высоты, двускатные, с криволинейным нижним или верхним поясом (рис. 5.19).

Доштокклееные балки:

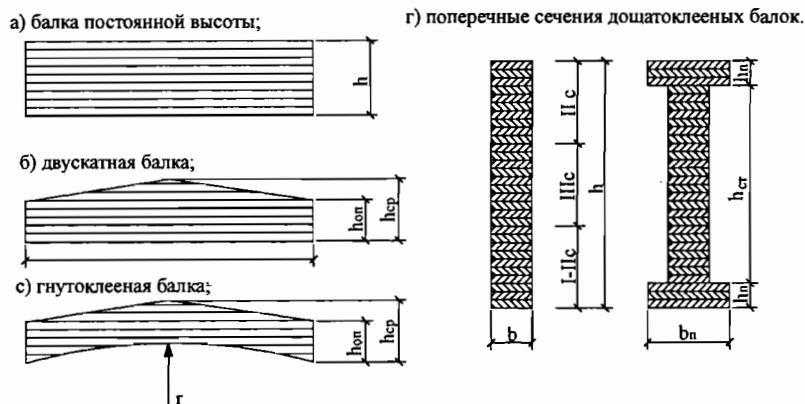


Рис. 5.19

Поперечное сечение балок может быть прямоугольным и двутавровым (см. рис. 5.19). Для балок двутаврового сечения ширина стенки делается не меньше половины ширины полки $e_{\text{ст}}/e_n \leq 1/2$, но не меньше 80 мм, отношение высоты стенки $h_{\text{ст}}$ к ее ширине $h_{\text{ст}}/e_{\text{ст}} \leq 6$.

Опыт применения дошато-клееных балок показывает, что их надежность зависит от качества склейки и тщательного соблюдения технологического процесса изготовления. Это возможно только в заводских условиях, в специальных цехах с необходимым оборудованием при качественной сушке пиломатериалов. Работу по изготовлению балок следует выполнять специально обученным персоналом.

Дошато-клееные балки, особенно с большим отношением высоты к ширине поперечного сечения, подлежат проверке на устойчивость плоской формы деформирования. В основном следует применять балки прямоуголь-

ного поперечного сечения как более технологичные при изготовлении. Дощато-клееные балки рассчитывают как балки цельного сечения.

Влияние на несущую способность балок размеров, формы поперечного сечения и толщины слоев учитывают коэффициентами условия работы. Нормальное напряжение определяют по формуле:

$$\sigma_u = \frac{M}{W_{нт}} \leq R_u \cdot m_\delta \cdot m_{cl} \cdot m_{zn},$$

где коэффициент m_δ учитывает влияние размеров поперечного сечения, m_{cl} - толщину слоев, m_{zn} - кривизну конструкции.

Значения коэффициентов m_δ для дощато-клееных балок разной высоты h , коэффициента m_{cl} и m_{zn} приведены соответственно в таблицах 7, 8 и 9 в СНиП [2].

В двускатных балках при равномерно распределенной нагрузке сечение с максимальным нормальным напряжением не совпадает с положением максимального момента. Это сечение отстоит от опоры на расстоянии

$$x = \frac{l \cdot h_{оп}}{2 \cdot h_{ср}}$$

где l - пролет балки, $h_{оп}$ - высота балки на опоре, $h_{ср}$ - высота балки в середине пролета.

Нормальное напряжение в расчетном сечении определяют по формуле:

$$\sigma_u = \frac{M_x}{W_x} \leq R_u \cdot m_\delta \cdot m_{cl} \cdot m_{zn}$$

где M_x , W_x - соответственно изгибающий момент и момент сопротивления в сечении «х».

Для клееных балок устойчивость плоской формы деформирования проверяют по формуле:

$$\sigma_u = \frac{M}{\varphi_M W_{бр}} \leq R_u \cdot m_\delta \cdot m_{cl}$$

где M - максимальный изгибающий момент на рассматриваемом участке l_p ; $W_{бр}$ - максимальный момент сопротивления брутто на рассматриваемом участке l_p .

Коэффициент φ_M для балок, шарнирно закрепленных от смещения из плоскости изгиба и закрепленных от поворота вокруг продольной оси, определяют по формуле:

$$\varphi_M = 140 \cdot \frac{b^2}{l_p \cdot h} \cdot K_\phi$$

где l_p - расстояние между опорными сечениями балки, а при закреплении сжатой кромки балки в промежуточных точках от смещения из плос-

кости изгиба - расстояние между этими точками; b - ширина поперечного сечения; h - максимальная высота поперечного сечения на участке l_p ; K_ϕ - коэффициент, зависящий от формы эпюры изгибающих моментов на участке l_p , определяемый по табл. 2 Приложения 4 СНиП [2].

Проверку устойчивости плоской формы деформирования балок двутаврового сечения следует рассчитывать в тех случаях, когда $l_p > 7b$, где b - ширина поперечного сечения.

Расчет следует производить по формуле:

$$\sigma_c = M / \phi W_{\phi p} \leq R_c \cdot m_8 \cdot m_{cl}$$

где ϕ - коэффициент продольного изгиба из плоскости изгиба сжатого пояса; R_c - расчетное сопротивление сжатию.

Для балок с криволинейной верхней (нижней) гранью (рис. 5.19) при изгибающем моменте M , уменьшающем их кривизну, следует проверять радиальные растягивающие напряжения по формуле:

$$\frac{(\sigma_0 + \sigma_i) \cdot h_i}{2r_i} \leq R_{p90}$$

где σ_0 - нормальное напряжение в крайнем волокне растянутой зоны; σ_i - нормальное напряжение в промежуточном волокне сечения, для которого определяются радиальные растягивающие напряжения;

h_i - расстояние между крайним и рассматриваемым волокном;

r_i - радиус кривизны линии, проходящей через центр тяжести эпюры нормальных растягивающих напряжений, заключенной между крайним и рассматриваемым волокном; R_{p90} - расчетное сопротивление древесины растяжению поперек волокон.

Скалывающие напряжения проверяют в сечении с максимальной поперечной силой Q по обычной формуле:

$$\tau = \frac{Q \cdot S}{J \cdot b} \leq R_{ск}$$

где Q - расчетная поперечная сила; S - статический момент брутто сдвигаемой части поперечного сечения элемента; J - момент инерции брутто поперечного сечения элемента относительно нейтральной оси; b - ширина балки, а при двутавровом сечении - ширина стенки $b = b_{ст}$; $R_{ск}$ - расчетное сопротивление скалыванию при изгибе для клееных элементов.

Если нагрузка приложена к нижнему поясу балок таврового или двутаврового сечения, обязательно делают проверку на отрыв нижней полки по эмпирической формуле: $N \leq 4b_{ст} \cdot c$, где $b_{ст}$ - толщина стенки; c - ширина опирания нагрузки.

Кроме расчета на прочность, балки должны быть проверены на прогиб по II предельному состоянию от нормативной нагрузки. Полный прогиб балок может быть получен из общей формулы перемещений. Так как в балке, работающей на изгиб, нормальная сила отсутствует $N_q = 0$, для определения прогиба будем иметь известную двучленную формулу:

$$f = \int_0^l \frac{M_1 M_q}{EI} dx + \mu \int_0^l \frac{Q_1 Q_q}{GF} dx$$

При равномерно распределенной нагрузке первый интеграл равен $5q_n l^4 / 384EI$, а второй $\mu(q_n l^2 / 8GF)$. Для балок малой высоты, когда $l/h > 20$, второй интеграл, учитывающий влияние на прогиб касательных напряжений, не имеет большого значения и не учитывается. Однако, когда $l/h < 20$, что всегда имеет место в главных балках, для которых это отношение находится в пределах $8 \div 12$, второй интеграл дает значительное увеличение прогиба и его следует учитывать. Особенно это относится к балкам двутаврового сечения.

Наибольший прогиб шарнирно опертых и консольных балок постоянного и переменного сечений с учетом влияния касательных напряжений практически вычисляют по формуле:

$$f = \frac{f_0}{K} \left[1 + c \left(\frac{h}{l} \right)^2 \right] \leq [f]$$

$$f_0 = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^H \cdot l^4}{EI}$$

где f_0 - прогиб балки постоянного сечения высотой h без учета деформаций сдвига от нормативной нагрузки; h - наибольшая высота сечения; l - пролет балки; E - модуль упругости древесины; J - момент инерции поперечного сечения элемента относительно нейтральной оси; k - коэффициент, учитывающий влияние переменности высоты сечения, принимаемый за единицу для балок постоянного сечения; c - коэффициент, учитывающий влияние деформаций сдвига от поперечной силы. Значения коэффициентов k и c для основных расчетных схем балок приведены в табл. 3 прил. 4 СНиП [2].

5.3.3. Армированные балки

Армированные балки представляют собой клееные балки в крайние, наиболее напряженные зоны которых вклеены стержни стальной или стеклопластиковой арматуры. Такие балки имеют существенно большую несущую способность и жесткость, чем неармированные такого же сечения, их целесообразно применять в покрытиях, где требуются балки минимальной строительной высоты или с целью экономии досок 1-ой категории каче-

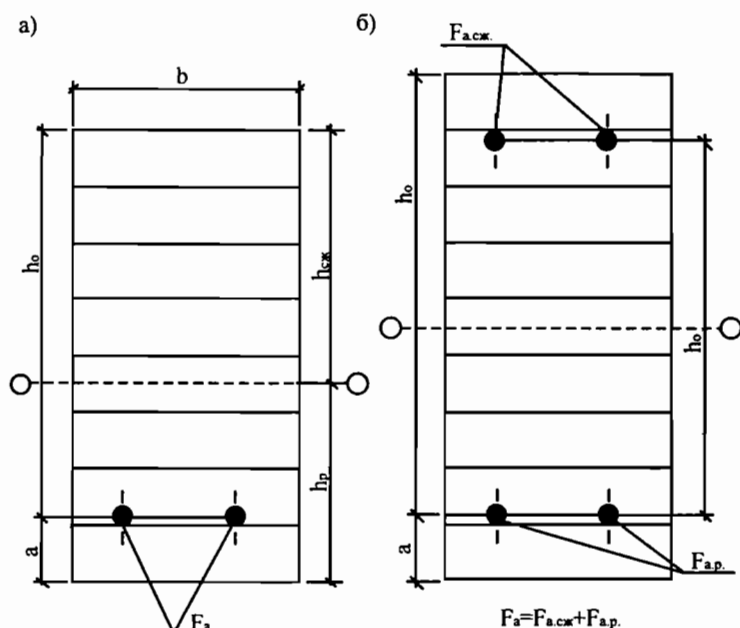


Рис. 5.20. Балки, армированные стальными стержнями: а - одиночное армирование; б - двойное армирование

ства. Однако эти балки более трудоемки в изготовлении, чем неармированные и требуют большего расхода стали. Арматуру в балках можно ставить в сжатой и растянутой зонах (симметричное армирование) или только в растянутой зоне (несимметричное армирование) - рис. 5.20. Армирование выполняют по всей длине балки или на части длины. В качестве продольной арматуры применяют сталь класса А-II и А-III, а также стержневой стеклопластик АГ-4С. Пазы для арматуры фрезеруют в досках, которые при сборке укладывают в крайние зоны. Пазы делают овальными, либо прямоугольными, размерами не превышающими диаметр арматуры более чем на 1-1,5 мм. Крайние доски приклеиваются после вклеивания арматуры. Процент армирования конструкций не должен превышать 2-3%, для стеклопластика - до 4%.

$$J_{np} = J_{dp} + F_a n_a (h_0 / 2)^2$$

Надежную совместную работу арматуры и дерева обеспечивает компаунд с наполнителями марок ЭД - 20, ЭД - 22, ЭПЦ - 1.

Расчетное сопротивление стальной арматуры принимают по нормам проектирования стальных конструкций СНиП [4]. Рассчитывают армированные деревянные конструкции по приведенным геометрическим характеристикам, а их поперечное сечение рассматривают как цельное.

Приведенный к древесине момент инерции армированных балок прямоугольного сечения определяют при двойном симметричном армировании по формуле:

$$J_{\partial p} = bh^3 / 12;$$

$$n_a = E_a / E_{\partial p} = 20$$

где n_a - коэффициент приведения стальной арматуры к древесине;

При одинарном армировании определяют F_{np} , центр тяжести приведенного сечения и далее момент инерции по формуле:

$$J_{np} = J_{\partial p} + F_{\partial p} (h_{сж} - h_p / 2)^2 + F_a \cdot n_a (h_p - a)^2$$

Приведенные к древесине моменты сопротивления соответственно будут равны: при двойном симметричном армировании:

$$W_{np} = 2J_{np} / h,$$

при одинарном армировании:

$$W_{np} = J_{np} / h_{сж},$$

где $h_{сж}$ - расстояние от оси балки до наиболее удаленного сжатого волокна древесины.

Нормальные напряжения проверяют по формуле:

$$\sigma = M / W_{np} \leq R_u$$

касательные напряжения по формуле:

$$\tau = QS_{np} / J_{np} b \leq R_{ck},$$

где S_{np} - приведенный статический момент сдвигаемой части сечения относительно нейтральной оси приведенного сечения; b - ширина сечения; R_{ck} - расчетное сопротивление скалыванию для клееных элементов.

Прогиб вычисляют как для клееной балки с введением жесткости $E_{\partial p} J_{np}$ по формуле:

$$f = \frac{f_0}{k} \left[1 + c \left(\frac{h}{l} \right)^2 \right] \leq [f]$$

$$f_0 = \frac{5}{384} \cdot \frac{q'' l^4}{E_{\partial p} J_{np}}$$

где f_0 - прогиб балки постоянного сечения высотой h без учета деформаций сдвига от нормативной нагрузки; h - максимальная высота сечения; l - пролет балки; E - модуль упругости древесины; J - приведенный момент инерции поперечного сечения элемента относительно нейтральной оси; k - коэффициент, учитывающий влияние переменности высоты сечения, принимаемый за единицу для балок постоянного сечения; c - коэффициент, учитывающий влияние деформаций сдвига от поперечной силы. Значение коэффициентов k и c для основных расчетных схем балок приведены в табл.3 прил.4 СНиП [2]; $[f_{дон}]$ - допускаемый прогиб, принимают по СНиП [1].

5.3.4. Клеефанерные балки

Клеефанерные балки состоят из фанерных стенок и дощатых поясов. Клеефанерные балки могут быть постоянной высоты, двускатными, а также с криволинейным верхним поясом рис.5.21а, б, в.

Поперечное сечение клеефанерной балки может быть двутавровым и коробчатым. Так как пояса удалены от нейтральной оси, то материал в таких балках используется более эффективно.

Фанерная стенка помимо работы на сдвигающие усилия может воспринимать и нормальные напряжения. Для лучшего использования несущей способности фанерной стенки целесообразно располагать фанеру так, чтобы волокна её наружных шпонов были направлены вдоль оси балки. При продольном расположении волокон наружных шпонов модуль упругости фанеры примерно на 30% больше, чем при поперечном их расположении. Кроме того стенки работают на изгиб в направлении наибольшей прочности и жесткости их сечений и позволяют стыковать фанеру «на ус», рис.5.21д. При поперечном расположении волокон этих шпонов соединение фанерных стенок по длине более трудоёмко и выполняется впритык с помощью стыковых накладок рис.5.21г, что менее надёжно; к тому же накладки перекрывают стык стенки только в чистоте между поясами и, таким образом, уменьшается момент инерции сечения в стенке.

Пояса клеефанерных балок по плоскостям склеивания с фанерными стенками должны иметь прорези, для того, чтобы ширина клеевых швов не превышала 10 см для предотвращения перенапряжения швов в результате различных деформаций древесины поперёк волокон и фанеры при колебаниях влажности (см. рис.5.21).

Доски поясов по длине соединяются зубчатым шипом. В месте перелома двускатных балок, в коньке, верхний пояс соединяется угловым зубчатым шипом.

Балки с криволинейным верхним поясом не имеют стыка в коньке и поэтому могут быть выполнены полностью безметалльными, что даёт возможность применять их в помещениях с агрессивной средой.

Радиус кривизны верхнего пояса кругового очертания определяют по уравнению окружности:

$$R = \frac{l^2 + 4(h_{cp} - h_k)^2}{8(h_{cp} - h_k)}$$

где R - радиус кривизны верхнего пояса; h_{cp} - высота балки в середине пролёта; h_k - высота балки на её конце.

Клеефанерные балки рекомендуется использовать для пролётов до 18 м. Их высоту обычно назначают в пределах 1/8-1/12 пролёта. Толщину стенки принимают не менее 8 мм. Верхние сжатые пояса и ребра жёсткости клеефанерных балок выполняют из досок 2-го сорта, нижние растянутые пояса - из досок 1-го сорта.

Специфическая особенность клефанерных балок - наличие в них тонкой фанерной стенки, которая требует специальных мер для её закрепления от потери устойчивости. Придание жесткости фанерной стенке можно достигнуть двумя способами: а) постановкой дощатых рёбер жесткости, которые ставятся на расстоянии $(1/8-1/10)$ пролёта и рекомендуется их совмещать со стыками стенок и опорами прогонов; б) устройством волнистой стенки. Для придания волнистости стенке на копировальном станке в досках пояса выбирают криволинейные пазы клиновидного сечения, в которые на клею вставляют фанерную стенку. Глубина паза составляет не менее $2,5 \delta_{\phi}$. Волокна наружных слоёв фанеры в балках с волнистой стенкой, рис. 5.22, располагают вдоль стенки, стыкуют листы фанеры на «ус». Благодаря волнистой форме стенка лучше сопротивляется потере устойчивости, чем плоская, и не требует укрепления её рёбрами жесткости. Пояса балок с волнистой стенкой выполняют из бруса или клеёного пакета из досок, уложенных плашмя. Высоту пояса балки принимают в пределах $h_n = (1/6 \dots 1/8)h$. Высоту волны назначают из условия $h_a \geq 1/3 b_n$ при соблюдении отношения $h_a/l_a = 1/10 \dots 1/20$

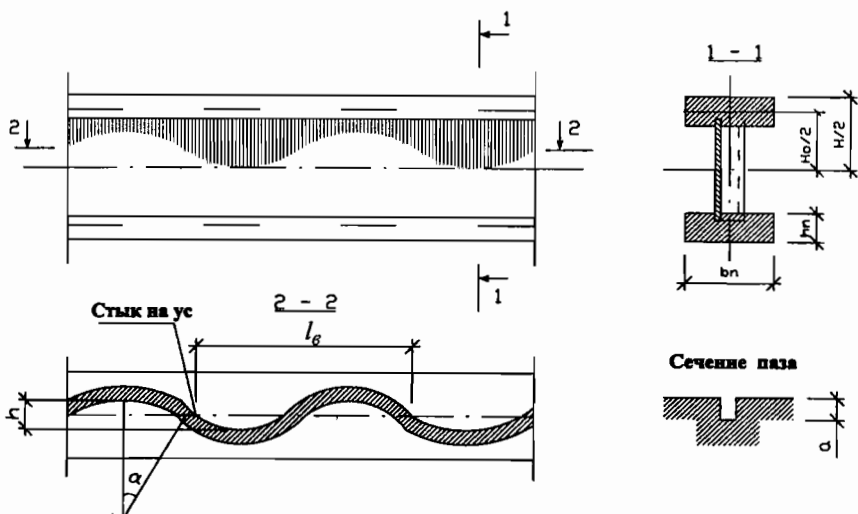


Рис. 5.22. Клефанерная балка с волнистой стенкой

Клефанерные балки рассчитывают с учётом различных модулей упругости древесины поясов и фанерной стенки по приведенным геометрическим характеристикам. Приведение выполняют к материалу, в котором находят напряжения. При определении напряжений в поясах приведённые характеристики сечения вычисляют по следующим формулам:

$$F_{np,\delta} = F_{\delta} + F_{\phi} \left(\frac{E_{\phi}}{E_{\delta}} \right);$$

$$J_{np,\delta} = J_{\delta} + J_{\phi} \left(\frac{E_{\phi}}{E_{\delta}} \right);$$

$$S_{np,\delta} = S_{\delta} + S_{\phi} \left(\frac{E_{\phi}}{E_{\delta}} \right);$$

$$W_{np,\delta} = \frac{J_{np,\delta}}{h/2};$$

где F_{δ} , J_{δ} , S_{δ} — соответственно площадь, момент инерции и статический момент поясов;

F_{ϕ} , J_{ϕ} , S_{ϕ} — соответственно площадь, момент инерции и статический момент фанерной стенки;

E_{ϕ} , E_{δ} — соответственно модуль упругости фанеры и древесины поясов.

Расчёт балок с плоской фанерной стенкой. Расчёт клеёфанерной балки производят с учётом работы фанерной стенки на нормальные напряжения. Учитывая, что основная доля нормальных напряжений воспринимается поясами, при определении напряжений надо сравнивать их с расчётным сопротивлением древесины растяжению и сжатию, а не изгибу, как это делается в балках. Расчётные формулы имеют следующий вид:

$$\sigma_p = \frac{M}{W_{np}} \leq R_p;$$

$$\sigma_c = \frac{M}{W_{np}} \leq \varphi R_c;$$

где W_{np} — приведённый к материалу поясов момент сопротивления;

R_p — расчётное сопротивление древесины поясов растяжению;

R_c — расчётное сопротивление древесины поясов сжатию;

φ — коэффициент продольного изгиба для пояса из плоскости изгиба.

В двускатных клеёфанерных балках, аналогично клеёным из досок, эпюра нормальных напряжений не повторяет эпюру моментов. Сечение с максимальным напряжением находится от опоры на расстоянии, вычисляемом по формуле:

$$X = \frac{h_o^1}{tg \alpha} \left(\sqrt{1 + \frac{l \cdot tg \alpha}{h_o^1}} - 1 \right);$$

где h_o^1 — высота балки на опоре между центрами поясов; α — угол наклона верхнего пояса; l — пролёт балки.

В клеёфанерных балках с криволинейным верхним поясом целесообразно проверять напряжения в ряде сечений по длине балки.

Прочность стенки в опасном сечении на действие главных растягивающих напряжений в балках двутаврового и коробчатого поперечного сечения следует проверять по формуле:

$$\frac{\sigma_{cm}}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_{cm}}{2}\right)^2 + \tau_{cm}^2} \leq R_{\phi.p-\alpha}; \quad (V.3)$$

где $R_{\phi.p-\alpha}$ – расчётное сопротивление фанеры растяжению под углом α , определяемое по графику рис.17.прил.5 СНиП [2].

σ_{cm} – нормальное напряжение в стенке от изгиба на уровне внутренней кромки поясов; τ_{cm} – касательные напряжения в стенке на уровне внутренней кромки поясов; α – угол, определяемый из зависимости

$$\operatorname{tg} 2\alpha = \frac{2\tau_{cm}}{\sigma_{cm}}.$$

К опасным сечениям следует отнести зону первого от опоры стыка фанеры либо место приложения первой от опоры сосредоточенной нагрузки.

Высоту балки на опоре определяют из расчёта на сдвигающие усилия:

$$\tau = \frac{Q \cdot S_{np}}{J_{np} \cdot \sum \delta_{\phi}} \leq R_{\phi.c-p},$$

где Q – расчётная поперечная сила; S_{np}, J_{np} – приведенные статический момент и момент инерции балки; $\sum \delta_{\phi}$ – суммарная толщина фанерных стенок; $R_{\phi.p}$ – расчётное сопротивление фанеры срезу.

В опорной зоне балок двутаврового сечения с криволинейным верхним поясом, где сдвигающие усилия максимальны, а высота сечения небольшая, суммарную толщину фанерной стенки можно увеличить, приклеивая с наружных сторон поясов две дополнительные фанерные стенки (см.рис.5.21 б, в). Дополнительные стенки обрывают в месте установки ребра жёсткости. В этом же сечении надо сделать проверку основной стенки на действующие в сечении сдвигающие усилия.

Кроме того, в опорном сечении по ширине пояса может произойти скалывание между шпонами фанеры. Расчётное сопротивление сдвигу между шпонами фанеры значительно меньше расчётного сопротивления скалыванию вдоль волокон древесины. Поэтому необходимо проверить напряжения в клеевых швах между шпонами фанеры по формуле:

$$\tau = \frac{Q \cdot S_{np}}{J_{np} \cdot \sum h_n} \leq R_{\phi.ck},$$

где S_{np} – приведенный статический момент пояса относительно нейтральной оси поперечного сечения балки; J_{np} – приведенный момент инерции балки;

$\sum h_{\phi}$ – расчётная длина шва, принимаемая равной суммарной ширине приклеенных к фанере деревянных элементов. При наличии дополнительных фанерных стенок такую же проверку надо сделать в местах их обрыва.

Устойчивость фанерной стенки с продольным по отношению к оси балки расположением волокон наружных шпонов следует проверять на действие касательных и нормальных напряжений при условии: $h_{cm}/\delta > 50$ по формуле

$$\frac{\sigma_{cm}}{k_u \left(\frac{100 \cdot \delta}{h_{cm}} \right)^2} + \frac{\tau_{cm}}{k_t \left(\frac{100 \cdot \delta}{h_{расч}} \right)^2} \leq 1, \quad (V.4)$$

где k_u, k_t – коэффициенты, определяемые по графикам рис.18,19 прил 5. СНИП [2]; h_{cm} – высота стенки между внутренними гранями полок; $h_{расч}$ – расчётная высота стенки, которую следует принимать равной h_{cm} при расстоянии между рёбрами $a \geq h_{cm}$ и равной a при $a < h_{cm}$; δ – толщина стенки.

При поперечном по отношению к оси балки расположении наружных волокон фанерной стенки проверку устойчивости следует производить по формуле (V.4) на действие только касательных напряжений в тех случаях, когда $h_{cm}/\delta > 80$.

Если условие (V.4) не соблюдается, надо уменьшить расстояние между рёбрами.

Прогиб клеефанерной балки находят с учётом влияния сдвигающих усилий по формуле:

$$f = f_0 / k [1 + c(h/l)^2] \leq [f],$$

где f_0 – прогиб балки постоянного сечения высотой h без учёта деформаций сдвига; h – наибольшая высота сечения; l – пролёт балки; k – коэффициент, учитывающий влияние переменности высоты сечения, принимаемый равным 1 для балок постоянного сечения; c – коэффициент, учитывающий влияние деформаций сдвига от поперечной силы. Значения коэффициентов k и c для основных расчётных схем балок приведены в табл.3 прил.4 СНИП [2]. Предельное значение прогиба $[f]$ приведено в СНИП [1].

Прогиб балки с криволинейным верхним поясом следует определять, пользуясь общей формулой для перемещений

$$f = \sum \int_0^l \frac{M_1 \cdot M_q}{E_{dp} \cdot J_{np}} dx + \sum \mu \int_0^l \frac{Q_1 \cdot Q_q}{G_{dp} \cdot F_{np}} dx,$$

где M_1, Q_1 – изгибающий момент и поперечная сила от единичной нагрузки ($P = 1$), приложенной в середине пролёта балки по направлению прогиба; M_q и Q_q – то же от действующей на балку нормативной нагрузки; E_{dp}, G_{dp} – модуль упругости и модуль сдвига древесины.

В связи с криволинейным очертанием балки при решении интегралов по методу Верещагина балку следует разбивать по длине на ряд участков. В пределах каждого участка момент инерции и площадь принимают постоянными и вычисляют для сечений в середине каждого участка.

Расчёт балок с волнистой стенкой. Расчёт клеёфанерных балок с волнистой стенкой отличается от расчёта балок с плоской стенкой прежде всего тем, что фанерная стенка не может воспринимать нормальных напряжений, так как при изгибе балки она способна складываться или распрямляться, т.е. обладает податливостью. В результате податливости волнистой фанерной стенки полки балки будут упруго сдвигаться друг относительно друга. Поэтому на основании исследований¹ балку с волнистой стенкой следует рассчитывать как составную на податливых связях. Роль податливых связей здесь играет волнистая стенка.

Коэффициент податливости B вычисляют по формуле

$$B = \frac{\pi^2 \cdot S_n \cdot E_{dp}}{k_0 \cdot l^2 \cdot \delta_\phi \cdot G_\phi}, \quad (V.5).$$

где S_n - статический момент пояса относительно оси балки; E_{dp} - модуль упругости древесины пояса; G_ϕ - модуль сдвига фанеры; l - пролёт балки; δ_ϕ - толщина фанерной стенки.

Если обозначить (см. рис. 5.22) длину дуги волны по кривой S_g , длину волны l_g , высоту волны в осях h , центральный угол, образующий четвертую часть волны - α , то $k_0 = S_g/l_g$.

Вычисляя, получим: для синусоидального гофра $k_0 = 1 + 2,5(h/l_g)^2$;

для гофра типа сопряжённых равных дуг окружности $k_0 = \frac{\pi \cdot R \cdot \alpha_0}{45 \cdot l_g}$.

Так как значение k_0 близко единице, то в формуле (V.5) его можно принимать равным единице.

Момент инерции балки как цельного элемента определяем без учёта работы стенки

$$J = \frac{b_n \cdot h_n}{2} \left(\frac{h_n^2}{3} + H_0^2 \right)$$

(обозначения приведены на рис 5.22).

Коэффициенты, учитывающие податливость волнистой фанерной стенки, находят по следующим формулам:

коэффициент, уменьшающий несущую способность балки

$$k_w = \frac{1}{1 + (h_n/H) \cdot B};$$

коэффициент, уменьшающий жёсткость балки

$$k_j = \frac{1}{1 + B}.$$

Напряжение в растянутом поясе

$$\sigma = \frac{M}{k_w \cdot W_0} \leq R_p,$$

Напряжение в сжатом поясе

$$\sigma = \frac{M}{k_w \cdot W_0 \cdot \varphi} \leq R_c$$

где φ - коэффициент продольного изгиба для верхнего пояса из плоскости;

$$W_0 = 2 \cdot J / H_0.$$

Проверку балки по наибольшим сдвигающим напряжениям производят, как правило, в опорном сечении. При этом определяют сдвигающие напряжения в соединении стенки с полками.

$$\tau = \frac{Q \cdot S_n}{J \cdot b_{расч}} \leq R_{ф.ск},$$

где $b_{расч} = 2a$; Q - поперечная сила в сечении; S_n - статический момент полки относительно нейтральной оси балки; J - момент инерции балки; a - глубина паза; $R_{ф.ск}$ - расчётное сопротивление скалыванию клеевых швов между шпонами фанеры.

Кроме того, рассчитывают волнистую фанерную стенку на устойчивость по формуле:

$$\tau = \frac{Q \cdot S_n}{J \cdot \delta_\phi \cdot \varphi_\phi} \leq R_{ф.ср}$$

где $R_{ф.ср}$ - расчётное сопротивление фанеры срезу; φ_ϕ - коэффициент устойчивости волнистой фанерной стенки, определяемый из соотношения:

$$\varphi_\phi = \frac{\tau_{кр}}{\tau_\phi} = \frac{k_1 \cdot k_2}{\lambda_{с.см}^2},$$

где φ_ϕ - критическое сдвигающее напряжение; τ_ϕ - безопасное сдвигающее напряжение фанеры, принимаемое 7,5 мПа; k_1 - коэффициент, принимаемый по формуле $k_1 = 0,054 E \sqrt{E_\phi^1 \cdot G_\phi}$; где E_a^1 - модуль упругости фанерной стенки в направлении поперёк оси балки, G_ϕ - модуль сдвига фанерной стенки; k_2 - по данным табл.5.5, $\lambda_{с.см}$ - гибкость волнистой стенки, определяемая по формуле

$$\lambda_{с.см} = (h - 2 \cdot h_n) \sqrt{\delta_a \cdot h_\phi},$$

где h - высота балки; h_n - высота пояса балки; h_ϕ - высота волны стенки; δ_ϕ - толщина стенки.

Значения коэффициента k_2

Отношение $\frac{h_e}{l_e}$	k_2
$\frac{1}{12}$	0,45
$\frac{1}{15}$	0,41
$\frac{1}{18}$	0,39

При определении прогиба балки необходимо учесть коэффициент, уменьшающий её жесткость из-за податливости стенки, а также влияние на прогиб скалывающих напряжений.

Глава 5.4. Клееные колонны

Колонной называется вертикальный элемент каркаса здания, передающий нагрузку от вышележащих конструкций на фундамент. Колонны также называют стойками и они проектируются из клееных элементов, бруса или окантованных бревен в виде сплошных, составных сечений.

Клееные колонны являются индустриальными деревянными конструкциями заводского изготовления. Для зданий с напольным транспортом или подвесным крановым оборудованием клееные из досок колонны проектируются постоянного или переменного сечения по высоте. При использовании мостовых кранов небольшой грузоподъемности применяют колонны ступенчатого типа, рис. 5.23а,б,с.

Колонны рассчитываются: на вертикальные постоянные нагрузки от веса покрытия, стенового ограждения и собственного веса; на вертикальные временные снеговые нагрузки, нагрузки от кранов или инженерного оборудования, расположенного в покрытии; на горизонтальные временные ветровые нагрузки и нагрузки, возникающие при торможении подвесных или мостовых кранов.

Поперечная рама здания, состоящая из двух колонн, защемленных в фундаментах и шарнирно соединенных с ригелем, в качестве которого могут быть балка, ферма, арка, представляет собой статически неопределимую систему с одним неизвестным, рис. 5.24.

Продольное усилие в ригеле, принимаемое за лишнее неизвестное X , определяют для каждого вида загрузки:

$$X = X_w + X_q + X_{ст} ;$$

от ветровой нагрузки, приложенной в уровне ригеля:

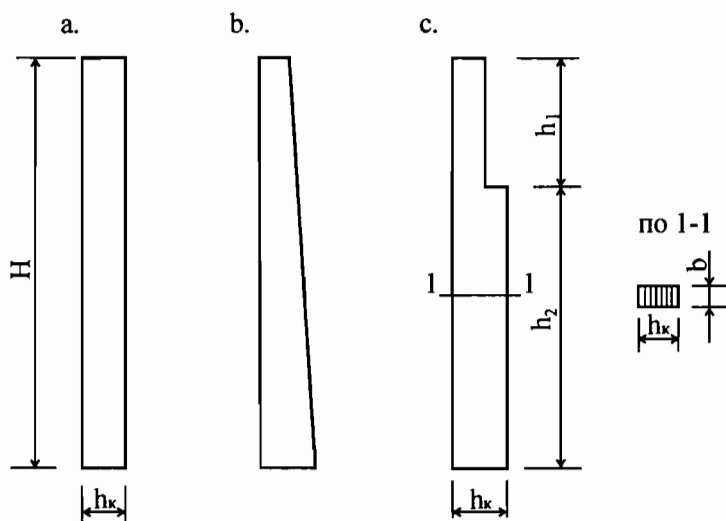


Рис. 5.23. Клееные колонны из досок: а - постоянного по высоте сечения; б,с - переменного по высоте сечения.

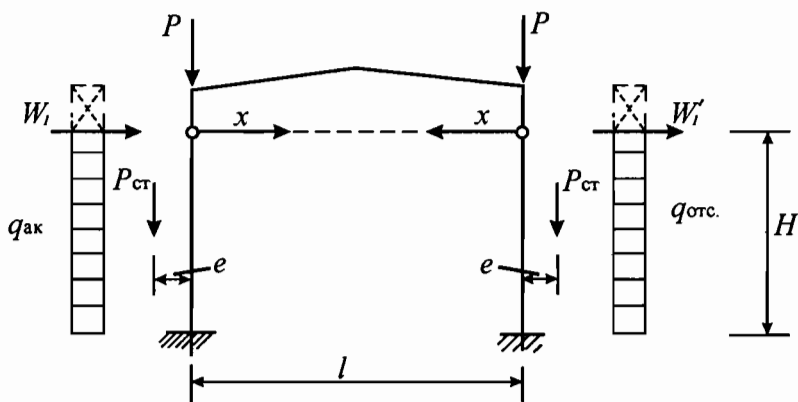


Рис. 5.24. Расчетная схема рамы

$$X_w = 0,5 (W_1' - W_1);$$

от равномерно распределенной ветровой нагрузки на колонны:

$$X_q = 3/16 H (-q_{ак} + q_{отс});$$

от стенового ограждения (равнодействующая вертикальной нагрузки от стеновых ограждений приложена в середине высоты колонны):

$$X_{ст} = 9M_{ст} / 8H,$$

где $M_{ст} = P_{ст} \cdot e$; $e = h_{ст}/2 + h_k/2$ расстояние между серединой стено-

вого ограждения и колонны.

В заделке колонн определяются изгибающие моменты, поперечные силы и продольные силы.

Поперечное сечение колонны принимается, как правило, прямоугольным из досок с учетом сортамента пиломатериалов: высота h_k в пределах $(1/8 \div 1/15) H$; ширина $b \geq h_k/5$ и проверяется на расчетное сочетание нагрузок; в плоскости рамы - как сжато-изгибаемый элемент; из плоскости рамы - как центрально-сжатый элемент.

Предельная гибкость для колонн равна $\lambda = 120$. Расчетная длина колонны в плоскости рамы при отсутствии жестких торцовых стен $l_0 = 2,2 H$; из плоскости рамы принимается равной $l_0 = H$ или расстоянию между узлами вертикальных связей.

Расчет на прочность следует производить по формуле:

$$N / F_{расч} + M_{\partial} / W_{расч} \leq R_c,$$

Расчет на устойчивость плоской формы деформирования производится по формуле:

$$N / \varphi R_c F_{бр} + (M_{\partial} / \varphi_m R_u W_{бр})^n \leq 1,$$

Показатель степени n зависит от раскрепления растянутой зоны сечения колонны из плоскости деформирования:

при наличии раскрепления $n=1$,

при отсутствии раскрепления $n=2$.

Расчет на устойчивость из плоскости производится как центрально сжатого стержня:

$$\sigma = N / \varphi F_{расч} \leq R_c$$

Конструкция узла заземления колонны в фундамент представлена на рис. 5.25 для трех вариантов: с применением анкерных полос и стальных болтов, траверс и на клеенных стальных стержнях.

Опорный узел колонны обеспечивает восприятие усилий в заделке и рассчитывается для вариантов а), б) и в) исходя из расчетной схемы, показанной на рис. 5.25.

Расчетную схему опорного узла с траверсами при точном решении следует рассматривать, как упруго-податливую, рис. 5.25.

Максимальное усилие в анкерах и болтах получают при расчете от сочетания нагрузок (ветровой и вертикальной от постоянной нагрузки, без учета снеговой нагрузки).

Усилие в анкере N_a определяют из условий равенства $\Sigma N=0$ и $\Sigma M=0$

$$N + N_a - D_c = 0$$

$$M_{\partial} - N_a h_a + D_c \cdot X/3 = 0$$

Усилие в наклонных тяжах (болтах):

$$N_{об} = N_a / 2 \cdot 0,85 \cdot \cos \alpha ,$$

где 0,85 - коэффициент, учитывающий неравномерность натяжения

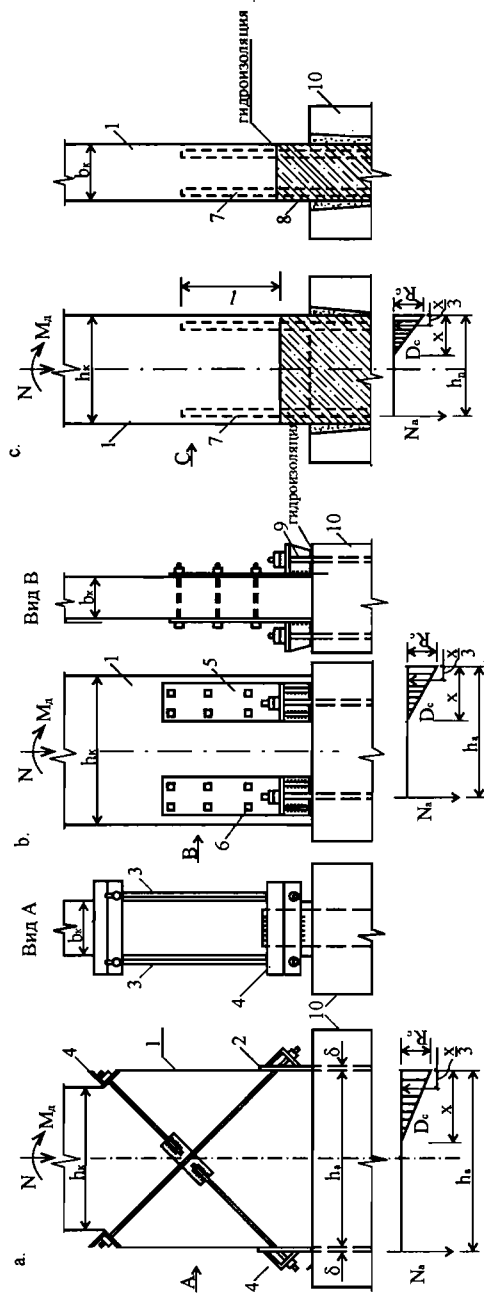


Рис. 5.25. Конструкция узлов замещения колонн в фундаментах:

а - с применением анкерных полос и наклонных тяжей; б - с применением стальных траверс; с - с применением клеенных стальных стержней; 1 - клееная колонна; 2 - анкерная полоса; 3 - тяжи; 4 - уголки; 5 - траверсы; 6 - болты; 7 - клеенные стержни; 8 - железобетонный элемент, заделываемый в фундамент; 9 - анкерные болты; 10 - фундаменты.

в параллельно работающих болтах.

Площадь тяга (болта):

$$F_{ab}^{um} = N_{ab} / R_a ,$$

где F^u - площадь болта по сечению, ослабленного резьбой,

R_a - расчетное сопротивление стали для анкерных болтов.

Глава 5.5. Распорные деревянные конструкции

5.5.1. Клееные арки

Клееные деревянные арки подразделяются по:

- а) статической схеме;
- б) очертанию;
- в) способу восприятия распора;
- г) по сечению;
- д) материалу.

Арки применяются в качестве несущих конструкций и используются в зданиях различного назначения: спортивных, складских, производственных, выставочных, зрелищных, сельскохозяйственных и др.

Клееные арки изготавливаются в основном следующих типов, рис. 5.26.

двухшарнирные криволинейного очертания;

трехшарнирные криволинейного очертания;

трехшарнирные стрельчатые.

Арки криволинейного очертания могут иметь форму дуги окружности, параболы, трехцентровой кривой и т.п.

Арки являются распорными системами. Распор арок воспринимается затяжками, или фундаментами, контрфорсами, иногда теми и другими, а также другими конструкциями, например, диафрагмами.

Пролет арок достигает 60 м, в отдельных проектах он равен 100-120 м. Стрела подъема изменяется в значительных пределах: от 1/7 пролета в пологих арках криволинейного очертания до 1/2 пролета и более в высоких арках. Сечение арок может быть прямоугольным сплошным, коробчатым или двутавровым, которое выполняется клееным из досок или клеефанерным. Высота сечения обычно не превышает 1/30 - 1/50 пролета в арках криволинейного очертания. В трехшарнирных арках больших пролетов высота сечения может изменяться в соответствии с распределением изгибающих моментов, уменьшаясь к пяте и ключу арки, чем достигается не только экономический эффект, но и эстетический. Шаг арок принимается 3-6 м, для больших пролетов 8-12 м.

Арки сплошного сечения, как наиболее технологичные, склеивают из досок, уложенных плашмя. Толщина досок для арок зависит от кривизны последних и принимается не более 1/300 радиуса, обычно до 25 мм для арок

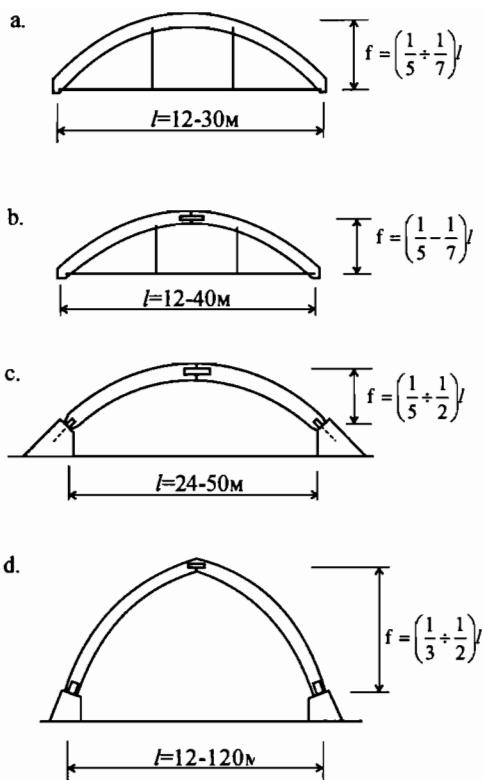


Рис. 5.26 Клееные арки:
 а - двухшарнирная
 кругового очертания со
 стальной затяжкой;
 б - то же, трехшарнирная;
 с - трехшарнирная
 кругового очертания с
 опиранием на
 фундаменты;
 д - то же стрельчатого
 очертания

с малым радиусом кривизны и не более 33 - 42 мм для больших радиусов. Радиус арки кругового очертания определяют по формуле:

$$R = (l^2 + 4f_0^2) / 8f_0$$

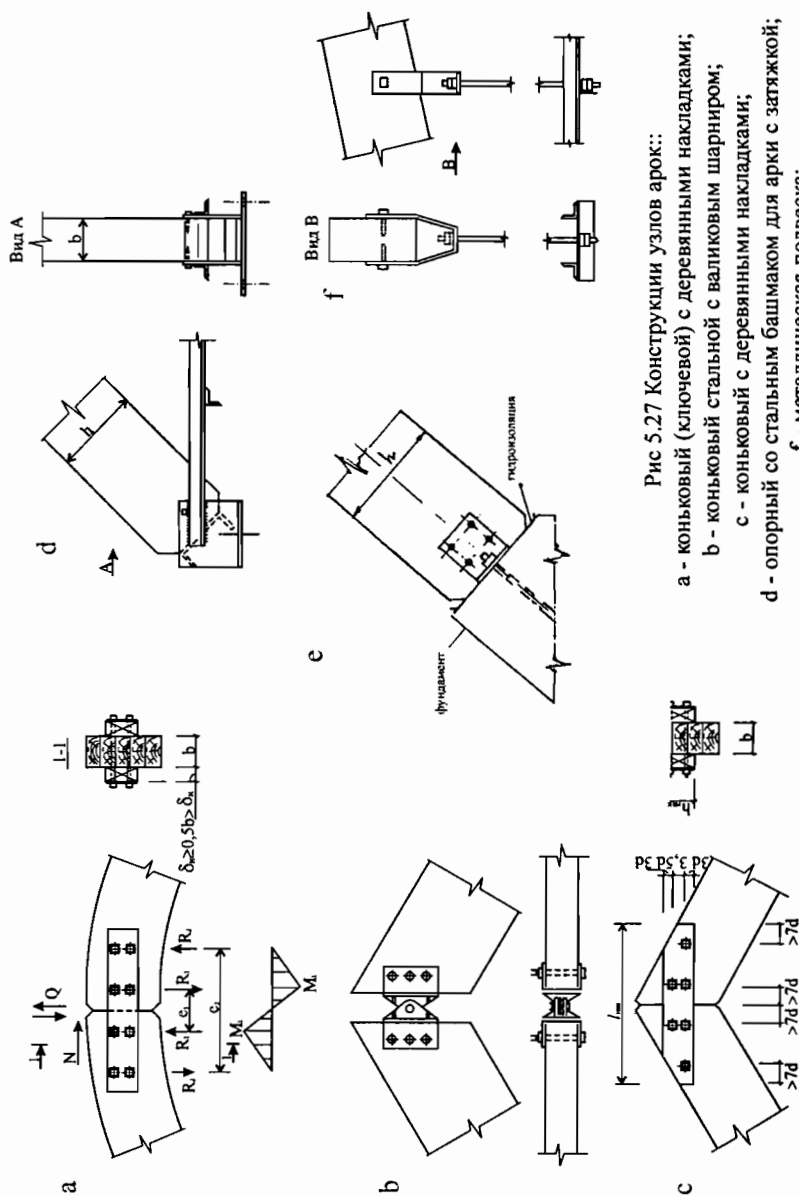
где f_0 - стрела подъема арки.

Трехшарнирные арки изготавливаются, как правило, из двух полуарок. При больших пролетах, для удобства транспортирования, арки и полуарки изготавливаются составными по длине с жесткими монтажными соединениями отдельных частей. Монтажные стыки располагаются через 20-30 м.

Соединение в коньке для малых пролетов (до 24 м) можно выполнять с деревянными накладками на болтах рис. 5.27 а,с, обеспечивающими жесткость узла арки из ее плоскости. При пролетах арок более 30 м в опорных и ключевых узлах устанавливаются металлические башмаки, рис. 5.27 б.

В пологих арках $(1/5 - 1/7) l$ распор воспринимается затяжкой, которая выполняется из профильной или круглой стали, рис. 5.27 д.

Арки рассчитываются на следующие сочетания нагрузок: 1) постоянной по всему пролету и временной снеговой, распределенной по закону косинуса по всему полету; 2) постоянной по всему пролету и временной



снеговой, распределенной по треугольнику.

Определяются расчетные усилия M, N, Q .

Подбор сечения арок производят по максимальному изгибающему моменту и продольной силе, действующей в том же сечении.

Расчет арки на прочность производят по формуле как для сжато-изгибаемого элемента.

$$\sigma = N / F_{нт} + M_{\delta} / W_{нт} \leq R_c \cdot m_{zn} \cdot m_b \cdot m_{cl}$$

$$M_{\delta} = M_{расч} / \zeta; \zeta = 1 - N_0 / \varphi R_c F_{бр}$$

где N_0 - значение сжимающего усилия в ключевом шарнире арки;
 $\varphi = 3000 / \lambda^2$ - коэффициент продольного изгиба в плоскости арки.

Расчетную длину арки при расчете на прочность по деформированной схеме принимают:

для двухшарнирных арок при симметричной нагрузке $l_0 = 0,35 S$;

для трехшарнирных арок при симметричной нагрузке $l_0 = 0,58 S$;

для двухшарнирных и трехшарнирных арок при кососимметричной нагрузке - по формуле п. 6.25 ф. 62 [2].

При расчете трехшарнирных арок на несимметричную нагрузку расчетную длину допускается принимать равной $l_0 = 0,58 S$; Для стрельчатых арок с углом перелома в ключе более 10° при всех видах нагрузок $l_0 = 0,5 S$; где S - полная длина арки.

Проверка на скалывание клееных арок выполняется по формуле:

$$QS / Jb\zeta \leq R_{ск}$$

Расчет трехшарнирных арок на устойчивость плоской формы деформирования производят по формуле п.4.18. [2]

При отсутствии раскрепления арок ограждением, их необходимо проверить на устойчивость из плоскости на длине между точками закрепления (прогоны, связи).

Коньковый узел рассчитывается на продольную силу и поперечную силу при несимметричном загрузении арки.

В случае решения узла с деревянными накладками продольная сила передается через лобовой упор, поперечная сила воспринимается накладками, которые работают на поперечный изгиб:

$$M_n = Ql_1/2$$

Усилия в болтах

$$R_1 = Q / (1 - l_1/l_2)$$

$$R_2 = Q / (l_2/l_1 - 1)$$

Несущая способность болтов определяется в соответствии с [2].

5.5.2. Рамы

В настоящем разделе рассматриваются распорные клееные рамы. Область применения таких рам первоначально ограничивалась складскими зданиями. В дальнейшем рамы стали широко применяться для зданий спортивно-зрелищного назначения.

Следует отметить, что за редким исключением, в конструкциях из дерева и пластмасс применяются 3-х шарнирные системы. Это объясняется главным образом двумя причинами:

1. Упрощается изготовление, транспортировка и монтаж конструкций;
2. Увеличивается надежность работы конструкций, так как в двух-шарнирных рамах из-за специфических особенностей работы древесины возникает опасность просадки опор, к которым имеют большую чувствительность статически неопределимые системы.

По своему очертанию клееные распорные рамы бывают криволинейного и ломаного очертания и соответственно подразделяются на две группы: рамы с криволинейными участками и рамы из прямолинейных элементов. По материалу исполнения эти рамы могут быть: дощатоклееными, клеефанерными и с применением пластмасс.

Применяемое для рам очертание отличается от очертания арок и соответственно от кривой давления. Это приводит к возникновению в жестких карнизных узлах больших изгибающих моментов. Однако такое очертание позволяет создать большой технологический объем внутри здания. Кроме того, сравнивая напряженные состояния в рамах и балках, можно установить, что максимальные моменты в рамах всегда меньше максимальных моментов в балках такого же пролета. Это позволяет перекрыть равные пролеты рамами с большей эффективностью использования материала, чем для стоечно-балочного решения. Совпадение максимальных моментов и продольных сил с местом наибольшей анизотропии механических свойств, применяемых материалов требует предельной тщательности расчета и конструирования карнизных узлов рам.

Классификация клееных распорных рам может быть сделана по конструктивному принципу решения жесткого карнизного узла.

Рамы с криволинейными участками можно подразделить на следующие группы:

- Гнутоклееные рамы, выполненные полностью из тонких досок (рис.5.28.к, и);
- Рамы с гнутоклееными блоками и вставками (рис.5.28.л, м.)
- Клеефанерные гнутоклееные рамы и рамы с консолями (рис.5.28.н, п).

Рамы из прямолинейных элементов могут быть выполнены:

- С консолями и ригелем, опирающимся на стойку и подкосы (рис.5.28.а);

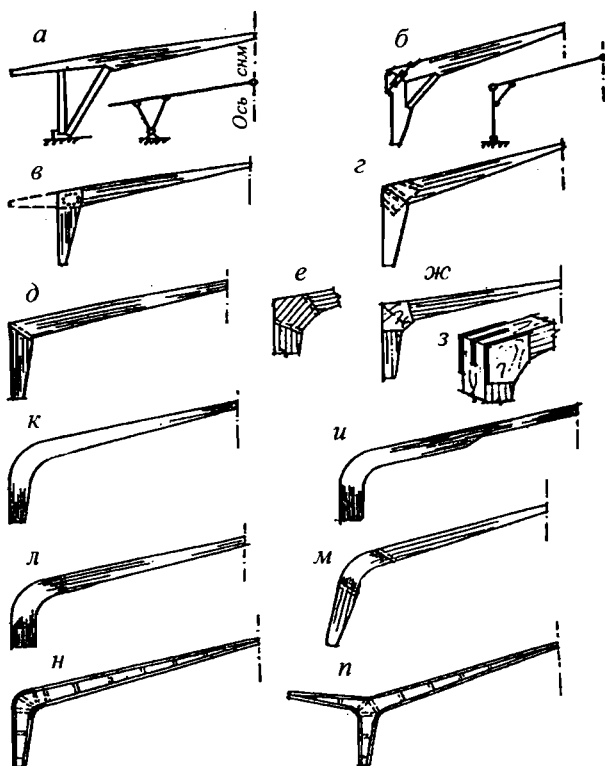
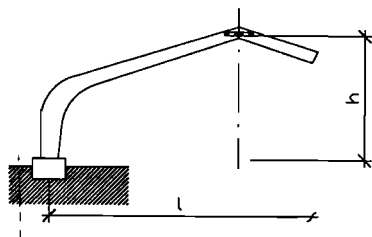


Рис. 5.28. Виды клееных рам

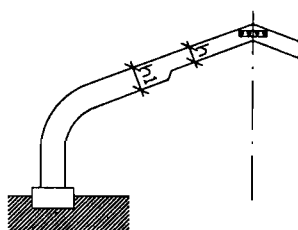
- С жесткими карнизными узлами, образованными с помощью растянутых металлических связей и коротких подкосов (рис.5.28.б);
- С соединением ригеля и стойки в карнизном узле с помощью механических связей (нагелей, шпонок и др.), расположенных по окружности (рис. 5.28.в);
- С соединением ригеля и стойки металлическими пластинами с арматурными стержнями, вклеенными под углом к волокнам (рис.5.28.г);
- С соединением ригеля и стойки в карнизном узле на зубчатый шип или через пятиугольную вставку (рис.5.28.д, е);
- С соединением ригеля и стойки в карнизном узле с помощью накладок и прокладок из бакелизированной фанеры на клею (рис.5.28.ж, з).

Общим для всех типов клееных рам является то, что из-за неравномерного распределения напряжений по длине поперечные сечения рам обычно выполняются переменными. При этом переменной делают высоту поперечного сечения, оставляя ширину сечения постоянной. Гнутоклееные рамы могут быть выполнены с плавным и со ступенчатым изменением сечения (рис.5.29.а, б).

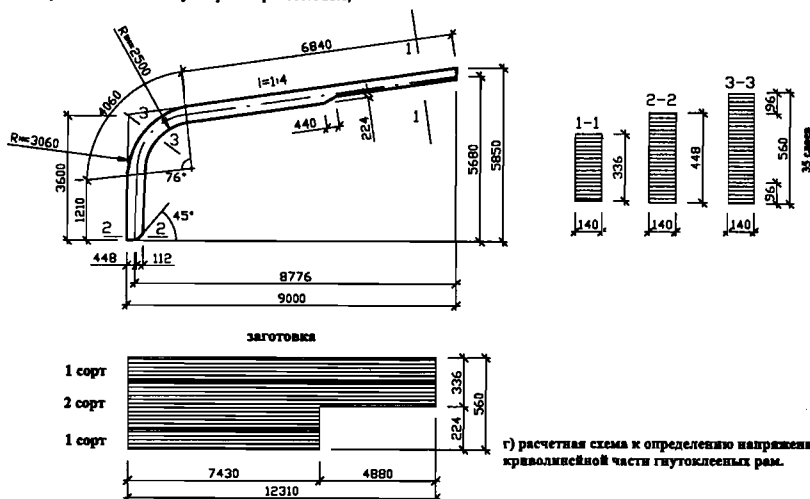
а) с переменной высотой сечения;



б) со ступенчатым изменением высоты сечения;



в) дощатоклеевая гнутая рама пролетом 18м;



г) расчетная схема к определению напряжений криволинейной части гнутоклеевых рам.

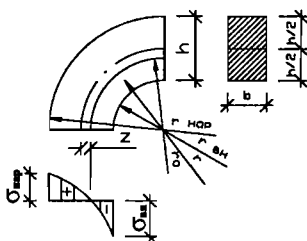


Рис. 5.29. Гнутоклеевая рама

Конструкция распорных рам

Дощатоклеевые гнутые рамы. На рис.5.29.в представлена гнутоклеевая рама (полурама) пролетом 18м. Сечение рамы делают прямоугольным, а высоту сечения - переменной по длине, что достигается уменьшением числа досок в пакете с внутренней стороны рамы. Плавное изменение высоты сечения предпочтительней с архитектурной точки зрения, но технологически менее выгодно. Следует отметить, что появление новых технологий и новых станков значительно расширило возможности конст-

рукторов и позволило изменить существующие точки зрения. Основной особенностью технологии изготовления этих рам является устройство криволинейного участка. Криволинейность карнизных узлов достигается выгибом досок по окружности или по любой другой кривой во время изготовления рам. Радиус кривизны составляет 2-4 м. Согласно нормам действующего СНиП [2] по условиям гнутья отношение радиуса кривизны к толщине слоя (R/δ) должно быть не меньше 150. Поэтому толщина слоев для изготовления дощатоклеевых гнутых рам после фрезерования составляет не более 16-25 мм. Таким образом, дощатоклеевые гнутые рамы более дорогостоящие по сравнению с дощатоклеевыми балками и арками, так как имеют увеличенный расход клея и древесины, а также более трудоемки в изготовлении. Чтобы уменьшить влияние этих недостатков, были предложены дощатоклеевые рамы, состоящие из прямолинейных элементов стоек и ригелей, и криволинейной карнизной части. При этом прямолинейные части выполняются из досок толщиной до 42 мм, что значительно сокращает расход материалов. Однако необходимость соединения криволинейной части с прямолинейными частями на зубчатый шип с обеспечением соответствующей точности подгонки и качества требуют немало трудозатрат. Возможно, этим объясняется ограниченное применение таких рам в практике. Недостатком гнутоклеевых рам является также уменьшение прочности и соответственно расчетного сопротивления клееной древесины из-за гнутья досок, которое учитывается путем введения коэффициента $m_{гн}$ менее единицы.

Дощатоклеевые рамы из прямолинейных элементов более технологичны и экономичны, чем гнутоклеевые, так как для их изготовления требуется меньше затрат материалов и труда. Первые дощатоклеевые рамы из прямолинейных элементов повторили конструкцию своего прототипа из цельной древесины, имели подкосы, идущие от фундамента и были разработаны ЦНИИСК*. Дощатоклеевые рамы с подкосами, идущими от ригеля до фундаментов, состоят из стоек и подкосов постоянного поперечного сечения, устанавливаемых под различными углами к основанию и к оси ригеля с переменной высотой поперечного сечения. Основным недостатком этих рам является уменьшение технологического пространства внутри здания за счет появления в нем подкосов. Этого недостатка можно избежать, если вместо подкосов поставить с наружной стороны здания растянутые связи, соединяющие консоль ригеля с опорой.

Дальнейшее развитие дощатоклеевых рам связано со стремлением локализовать проблему создания жесткого карнизного узла путем установки короткого подкоса и растянутого металлического хомута или парных болтов в наружной части карнизного узла (рис. 5.30), а также путем установки компактной системы металлических элементов, позволяющих передать изгибающий момент (рис. 5.31).

* ЦНИИСК - Центральный научно-исследовательский институт строительных конструкций

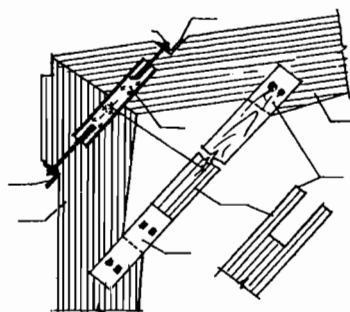


Рис. 5.30. Жесткий карнизный узел рамы с растянутыми металлическими связями и короткими подкосами

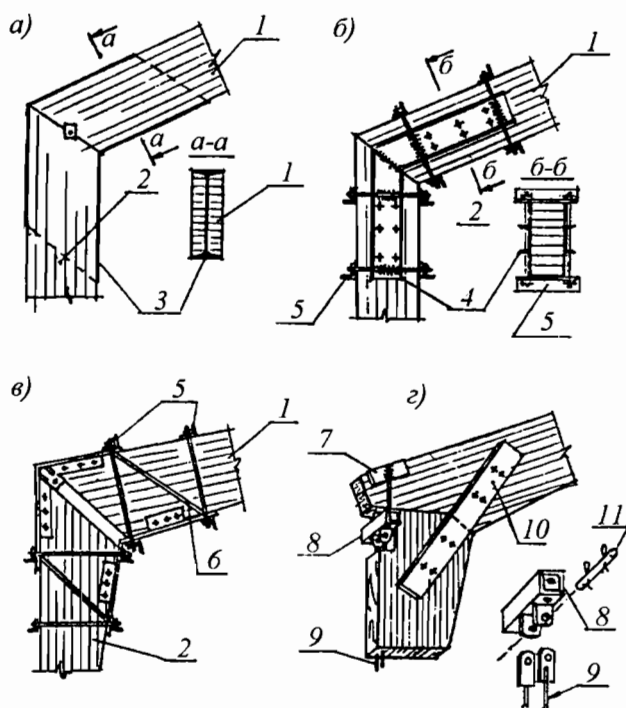
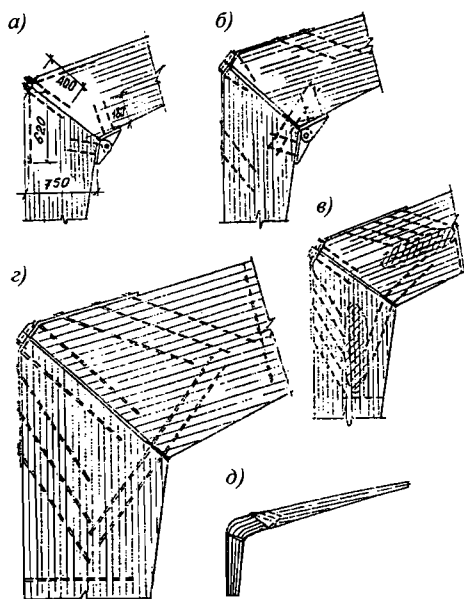


Рис. 5.31. Примеры решения жестких узлов соединения ригеля 1 со стойкой 2 без длинных подкосов при помощи: а - «колена» из двутавра 3; б - «колена» в виде парных накладок из швеллеров 4 с фиксированной передачей усилий смятия через уголки 5; в - стержневой металлической системы 6; г - передача растягивающего усилия через упорный швеллер 7 и металлические детали 8 на вклеенную в стойку арматуру 9; 10 - парные накладки на болтах; 11 - шпилька-шплинт

За рубежом нашли применение решения карнизных узлов с металлическими пластинчатыми вкладышами, которые устанавливаются в прорези, сделанные в ригеле и стойке и присоединяемые к ним при помощи болтов. При этом головки болтов и гайки утапливаются в тело древесины и закрываются сверху деревянными заглушками на клею. Этим, во-первых, достигается внешний эффект отсутствия в конструкции металлических элементов, а во-вторых, увеличивается огнестойкость всей конструкции. Нашим конструкторам принадлежит приоритет в разработке одних из наиболее прогрессивных решений карнизных узлов дощатоклееных рам из прямолинейных элементов на клеенных стержнях (рис.5.32).

Рис. 5.32 Сборные жесткие узлы на клеенных стержнях:
а, б, в - опытные варианты конструкций с включением в работу не всех слоев досок;
г - включение всей высоты пакета при удлинении клеенных стержней;
д - вариант жесткого узла вне зоны действия максимального М



Локализация элементов, позволяющих создать жесткий карнизный узел, имеет свою негативную сторону, так как приводит к концентрации напряжений под растянутыми связями и сжатыми раскосами. В Германии, а затем во всей Европе получило широкое распространение решение карнизного узла с применением принципа дробности. Речь идет о карнизном узле, который создается путем соединения парных элементов стойки с одинарным ригелем на цилиндрических нагелях, расположенных по одной или нескольким окружностям (рис. 5.33). Часто в таких решениях совместно с нагелями используются и шайбы шпоночного типа.

Среди рам из прямолинейных клееных элементов следует выделить рамы с цельноклееными карнизными узлами (рис. 5.34 в).

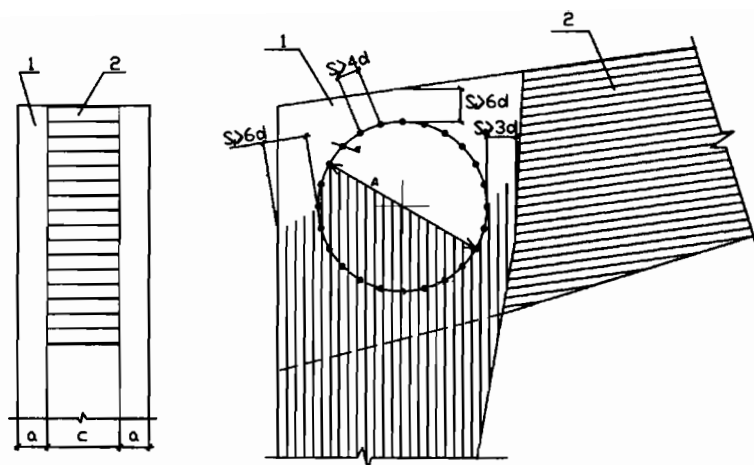
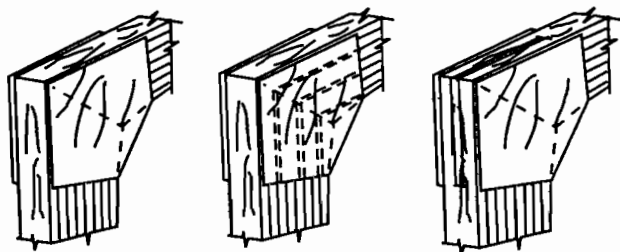
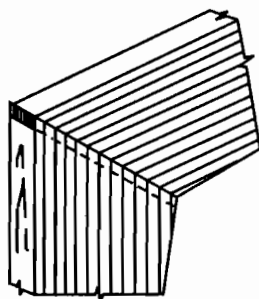


Рис. 5.33. Узел жесткого соединения ригеля со стойкой на цилиндрических нагелях:
1 - стойка; 2 - ригель

а)



б)



в)

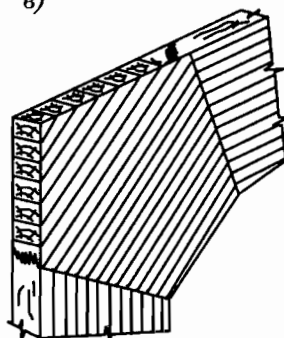


Рис. 5.34. Карнизные узлы: а - с накладками из бакелизированной фанеры; б - с соединением на зубчатый шип; в - цельноклееный карнизный узел (с карнизной вставкой на зубчатый шип)

Появление современных клеев вызвало у конструкторов желание соединить прямолинейные элементы ригеля и стойки непосредственно на клею и получить жесткий карнизный узел. В 1966 г. С.Е. Штейнбергом была разработана конструкция рамы из прямолинейных элементов, склеенных в карнизном узле с помощью двусторонних накладок из бакелизированной фанеры (рис. 5.34). С дальнейшим развитием в этих узлах появились наряду с накладками и прокладки из бакелизированной фанеры. Однако дальнейшие исследования и эксплуатация таких рам выявили ряд недостатков, связанных в первую очередь с совместной работой трех различных материалов - фанеры, клея и древесины. Это привело к отказу от их широкого применения. В 1960-е годы в Западной Германии была разработана конструкция жесткого карнизного узла, получаемого путем склеивания прямолинейных элементов ригеля и стойки дощатоклееной рамы на зубчатый шип (рис. 5.35). Чтобы уменьшить угол склеивания на зубчатый шип и, соответственно, концентрацию напряжений, этот узел иногда выполняется с пятиугольной вставкой.

Расчет дощатоклееных рам проводится по тем же принципам, что и расчет всех строительных конструкций, то есть состоит из следующих основных этапов:

- статический расчет,
- подбор поперечных сечений,
- расчет и конструирование узлов.

Статический расчет сводится к определению основных усилий в рамах M , Q , N и H , которое осуществляется методами строительной механики. Расчетная схема строится обычно по геометрической оси рамы. При определении усилий относительно геометрической оси конструкции задаются ориентировочными размерами поперечных сечений. Исходя из опыта проектирования рам, ориентировочная высота поперечного сечения рамы h_{max} в месте действия максимального изгибающего момента принимается равной $1/20-1/30$ пролета l . При симметричной конструкции рамы статический расчет прежде всего выполняют на одностороннюю единичную нагрузку.

Конструктивный расчет рамы или подбор поперечного сечения дощатоклееных распорных рам допускается проводить по приближенным методам, хотя это приводит к излишним запасам прочности из-за неточности определения (в сторону запаса до 20%) действующих напряжений. Из опыта проектирования также следует, что расчет дощатоклееных безраскосных рам на ветровую нагрузку с высотой стоек, не превышающих четверть пролета ($H \leq 0,25l$), может не производиться. Это обусловлено тем, что суммарное усилие отсоса ветра создает в карнизных узлах разгружающие изгибающие моменты.

Расчет гнутоклееных рам. Рамы рассчитывают на сжатие с изгибом. В связи с переменностью высоты поперечного сечения нормальные напряжения следует проверять в различных местах по длине рамы. Одна-

а) карнизным узлом, соединенным зубчатым шипом;

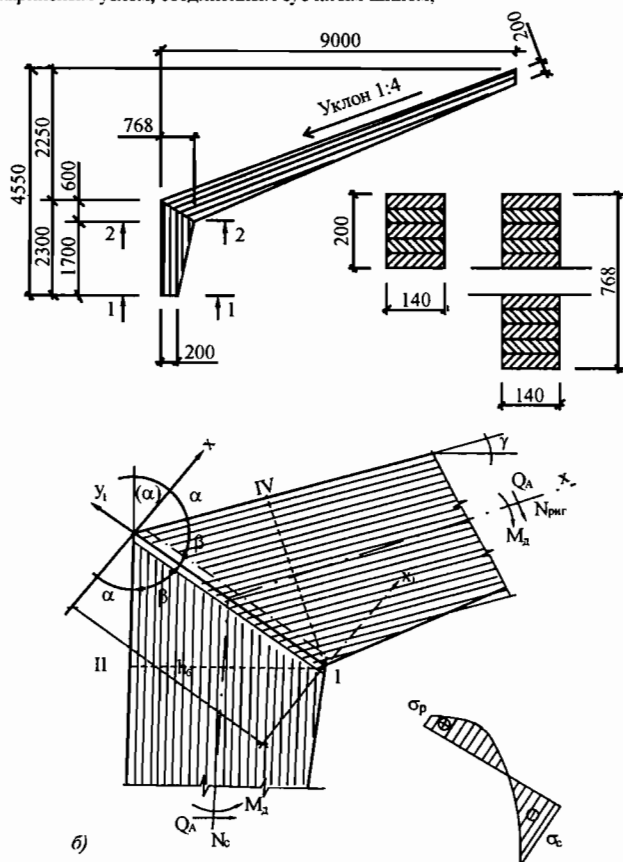


Рис. 5.35 Расчетная схема узла с соединением ригеля и стойки на зубчатый шип под углом

ко, если высота сечения ригеля в коньке составит более $0,3h_{max}$, а на опоре более $0,4h_{max}$, то проверку напряжений в этих сечениях можно не производить, а расчет вести только по максимальному по высоте сечению. Проверка нормальных напряжений в биссектрисном сечении производится с учетом криволинейного распределения нормальных напряжений в данном сечении (рис.5.29г).

Расчет следует выполнять по формуле:

$$\sigma = N/F_{нт} + M_{\delta}/W_{расч.} \leq R_c m_{\theta} m_{сл} m_{зн}; \quad (V.6)$$

При этом при проверке напряжений по внутренней кромке расчетный момент сопротивления следует умножать на коэффициент $k_{гв}$:

$$k_{re} = \frac{1 - 0,5h/l}{1 - 0,17h/l},$$

а при расчете напряжений по наружной кромке - на коэффициент k_{rn} :

$$k_{rn} = \frac{1 + 0,5h/l}{1 + 0,17h/l},$$

где N и M - продольная сила и изгибающий момент в рассматриваемом сечении,

$$M_\delta = M/\xi; \quad (V.7)$$

$$\zeta = 1 - (\lambda^2 N / 3000 F_{6p} R_c k_{\text{жн}}), \quad (V.8)$$

λ - гибкость рамы, определяемая по формуле:

$$\lambda = l_p / 0,289 h_{\max}, \quad (V.9)$$

где l_p - расчетная длина, равная длине полурамы по осевой линии; $h_{\max}$ - максимальная высота сечения рамы; $k_{\text{жн}}$ - коэффициент, учитывающий переменность высоты сечения рамы по таблице 1 Приложения 4 СНиП [2];

Расстояние z от центральной оси поперечного сечения до нейтральной оси находят по формуле $z = h^2 / 12r$.

Устойчивость плоской формы деформирования трехшарнирных рам при закреплении по внешнему контуру проверяется по СНиП [2]

$$\frac{N}{\varphi R_c F_{6p}} + \left(\frac{M_\delta}{\varphi_m R_u W_{6p}} \right)^n < 1 \quad (V.10)$$

где F_{6p} - площадь брутто сечения рамы с максимальными размерами на участке l_p - между закреплениями; W_{6p} - момент сопротивления брутто того же сечения; $n=2$ для элементов без закрепления растянутой кромки из плоскости деформирования и $n=1$ для элементов, имеющих такие закрепления; φ_y - коэффициент продольного изгиба, определяемый по формуле:

$$\varphi_y = 3000 / \lambda_y^2, \text{ где } \lambda_y = l_p / 0,289b$$

l_p - расчетная длина из плоскости деформирования рамы, φ_m - коэффициент, определяемый по формуле:

$$\varphi_m = \frac{140b^2 k_\phi}{l_p h}$$

где b - ширина поперечного сечения; h - максимальная высота поперечного сечения на участке l_p ; l_p - расстояние между закреплениями сжатой от момента M кромки; k_ϕ - коэффициент, зависящий от формы эпюры изгибающих моментов на участке l_p , определяемый по табл.2 Приложения 4 СНиП [2]

При проектировании рам следует учитывать, что на участке l_p от опорного шарнира до сечения ригеля, где $M=0$, закрепление из плоскости осуществляется на растянутой кромке. Сжатая кромка будет иметь раскрепление лишь в случае постановки вертикальных и горизонтальных (наклон-

ных) связей чаще по биссектрисе угла сопряжения ригеля и стоек. Чаще всего эти связи раскрепляют все рамы попарно.

Необходимость устройства связей определяется расчетом по (V.10).

При наличии связей рассматриваются не один участок с нулевыми моментами по концам, а два: от опорного шарнира до карнизного узла и от жесткого узла до сечения в ригеле, где $M=0$. На обоих участках закрепления из плоскости будут со стороны растянутой от момента M кромки. Поэтому, кроме $n=1$, в (V.10), коэффициенты φ_y и φ_M соответственно умножаются на коэффициенты k_{nN} и k_{nM}

$$k_{nN} = 1 + [0,75 + 0,06(l_p / h)^2 - 1] \frac{m^2}{m^2 + 1}$$

$$k_{nM} = 1 + (0,142l_p / h + 1,76h / l_p - 1) \frac{m^2}{m^2 + 1}$$

где m - число подкрепленных точек растянутой кромки на участке l_p .

При $m \geq 4$ величину m^2/m^2+1 следует принимать равной 1.

При расчете элементов рам переменного по высоте сечения, не имеющих закреплений из плоскости по растянутой от момента M кромке, или при $m < 4$ коэффициенты φ_y и φ_M дополнительно умножаются соответственно на коэффициенты $k_{жN}$ и $k_{жM}$, приведенные в табл.1 и 2 прил.4 СНиП [2]. При $m \geq 4$ $k_{жN}=1$ и $k_{жM}=1$.

Расчет рам из прямолинейных элементов с соединением ригеля и стойки на зубчатый шип под углом.

Расчет ведут по биссектрисному сечению, рассматривая раму как сжато-изгибаемый элемент, при этом, учитывая криволинейность эпюры нормальных напряжений в этом сечении рис. 5.35, расчет ведут по следующим формулам:

1. Проверяют биссектрисное сечение в сжатой зоне вдоль оси x , под углом к волокнам α :

$$\sigma_{xc} = \frac{N}{F_6} + \frac{M_\delta}{k_1 W_6} \leq R_{сма}$$

2. В растянутой зоне вдоль оси x под углом к волокнам α :

$$\sigma_{xp} = -\frac{N}{F_6} + \frac{M_\delta}{k_2 W_6} \leq R_u m_\alpha$$

3. Вдоль оси y на сжатие под углом к волокнам древесины $\beta=90-\alpha$

$$\sigma_{yp} = \frac{M_\delta}{k_3 W_6} \leq R_{см\beta}$$

где F_6 , W_6 - площадь и момент сопротивления биссектрисного сечения; $R_{сма}$, $R_{см\beta}$, R_u - расчетные сопротивления древесины смятию под углом α и β к волокнам и изгибу; k_1 , k_2 , k_3 и m_α - коэффициенты, принимаемые по графикам рис. 5.36.

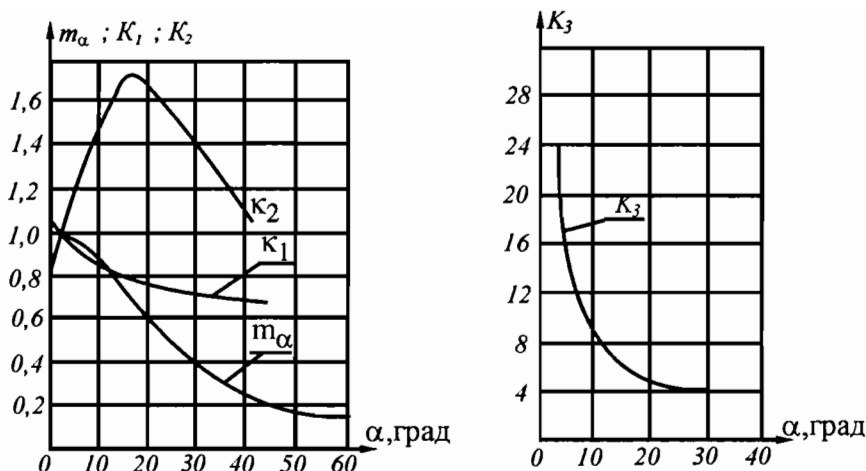


Рис. 5.36. Графики коэффициентов для расчета рамы

Поперечные сечения I-I и I-IV (рис. 5.35) рассчитывают по формулам сжато-изгибаемых элементов (V.6).

$$\sigma = \frac{N}{F_{расч}} + \frac{M_\delta}{W_{расч}} \leq R_c \cdot m_b \cdot m_{cl}$$

где M_δ - изгибающий момент, определяемый из расчета по деформированной схеме по формуле (V.7); N - продольное усилие в рассматриваемом сечении; R_c - расчетное сопротивление материала конструкции сжатию, которое в каждом конкретном случае умножается на коэффициенты m_b ; m_{cl} - учитывает масштабный фактор; m_{cl} - учитывает толщину слоя в клеевом пакете. Эти коэффициенты принимают по СНиП [2].

Расчет рам по максимальным касательным напряжениям выполняется в опорном сечении по формуле Д. И. Журавского:

$$\tau = \frac{Q_\delta}{J_{бр}} \frac{S_{бр}}{b_{расч.}} \leq R_{ск}, \text{ где } Q_\delta = \frac{Q_0}{\xi}, \text{ } \xi \text{ определяют по (V.8)}$$

В других поперечных сечениях ригеля и стоек проверка максимальных нормальных и касательных напряжений обычно не требуется, если высота сечения ригеля в коньке составляет более $0,3h_{max}$, а на опоре более $0,4h_{max}$.

Устойчивость плоской формы деформирования рам из прямолинейных элементов производится по тем же формулам, что и для гнутоклеевых рам.

Конструкция узлов

Особенностью конструкций опорных узлов распорных систем является то, что наряду с продольными сжимающими усилиями N действует распор H . Для того чтобы обеспечить «шарнирность» работы узлов, поперечные сечения элементов рам в местах примыкания делают минимальными. Кроме того, непосредственно в узлах в местах сопряжений элементов друг с другом и с опорными элементами делаются скосы (рис. 5.37). Такое уменьшение сечения не опасно, так как передача продольных сжимающих сил происходит вдоль волокон и резерв прочности на смятие достаточен. Более тщательно рассчитывается шарнирный узел на восприятие поперечной силы $Q = H$. Простейшие варианты опорных шарнирных узлов распорных дощатоклееных рам приведены на рис. 5.37а (изображен опорный узел рамы, в котором поперечная сила передается на упорный столик стального башмака, а с башмака через анкерные болты на фундамент, при этом анкерные болты (3) работают на срез, а упорные столики (5) - на изгиб). Упорный столик рассчитывается соответственно на поперечный изгиб, а соприкасающаяся древесина на смятие поперек волокон. Анкерные болты должны быть рассчитаны на срез.

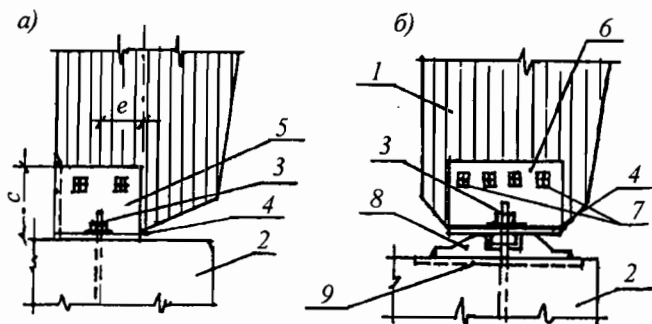


Рис. 5.37. Опорные узлы рам: а - с передачей усилий с металлического опорного башмака на фундамент; б - с передачей усилий с металлического опорного башмака через ножевой шарнир; 1 - стойка рамы; 2 - фундамент; 3 - анкерный болт; 4 - гидроизоляция; 5 - сварные опорные башмаки с упорными столиками для восприятия распора; 6 - сварные башмаки с передачей распора через болты; 7 - болты; 8 - балансир шарнира; 9 - закладная деталь

Для обычных (серийных) рам небольшого пролета шарнирные узлы в коньке выполняются на парных деревянных накладках (рис. 5.38а) или на металлических пластинках (рис. 5.38б).

При конструировании конькового узла на парных деревянных накладках (рис. 5.38 а) определяется поперечная сила Q от односторонней снеговой нагрузки. Поперечная сила воспринимается работающими на изгиб накладками (2) и двухсрезными болтами (3). В этом варианте может ва-

рыроваться количество срезов горизонтальных нагелей (3) за счет постановки прокладок в пропилах на концах полурам.

В коньковом узле с Z-образными металлическими полосами (рис. 5.38б), работающими попеременно на растяжение, максимальная вертикальная составляющая образуется при несимметричном нагружении снеговой нагрузки. Для придания жесткости конструкции узла и обеспечения проектного положения полурам конструктивно устанавливаются на болтах (6) накладки (5).

Вариант конькового узла на болтах и подкладке (рис. 5.38 в) непрактичен из-за неточности расчетной схемы. При восприятии поперечной силы Q болты (8) работают (попеременно) на растяжение, а парный ему болт (7) практически не работает. Сжимающая часть реакции «консоли» подкладки (9) распределяется на поверхности контакта неравномерно. При этом в ней возникают нормальные напряжения не только смятия, но и растяжения попе-

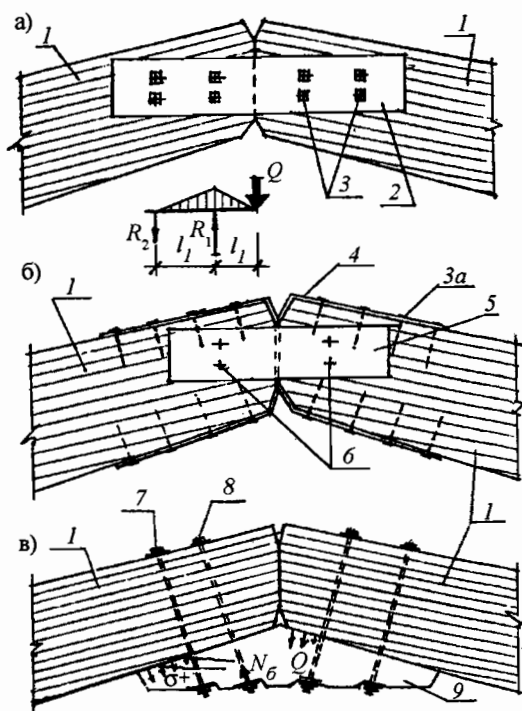


Рис. 5.38. Коньковые узлы рам широкого применения небольшого пролета: а - на парных деревянных прокладках 2 и двухсрезовных болтах 3; б - на металлических пластинах Z-образной формы 4 и односрезовных нагелях 3 а; в - на болтах 7, 8 и прокладке 9; 1 - коньковые части ригеля полурам; 5 и 6 накладки и болты, устанавливаемые конструктивно

рек волокон, что приводит к расстройству связей и возникновению трещин в подкладке (9). Кроме того, этот вариант узла имеет меньшую жесткость из плоскости рамы. Шарнирные узлы большепролетных рам конструируются с включением металлических вкладышей и рассчитываются индивидуально.

5.5.3. Распорные системы треугольного очертания.

Распорные системы треугольного очертания пролётом от 12 до 24м проектируют с применением клеёнощитых элементов рис.5.39 со стальной затяжкой или с опиранием непосредственно на фундаменты.

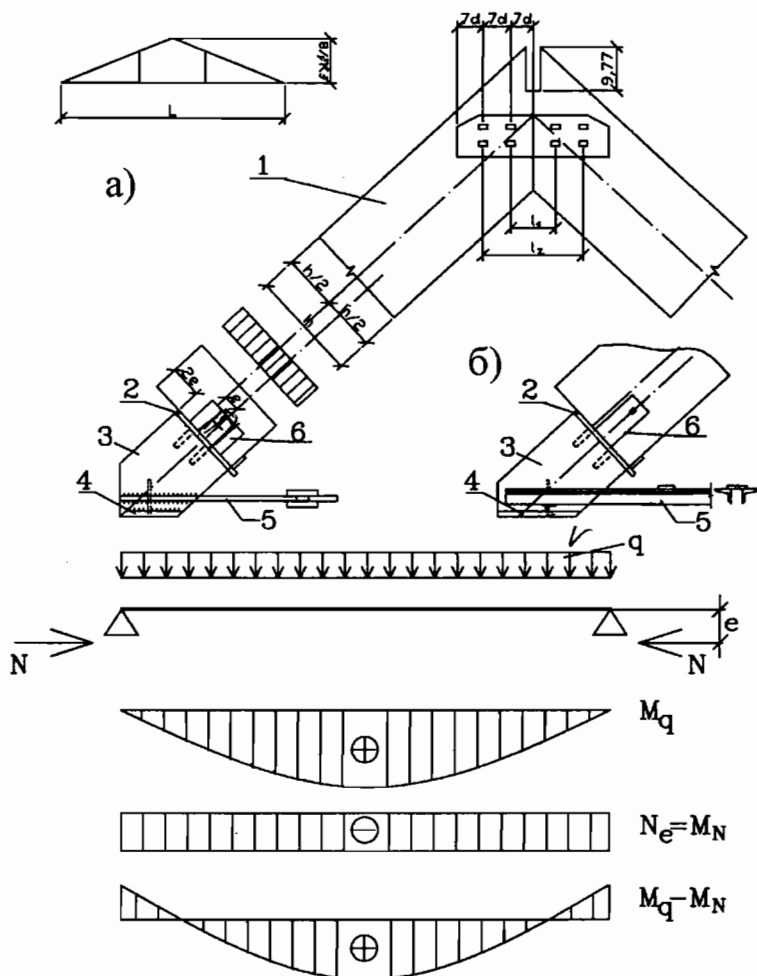


Рис. 5.39. Распорная система треугольного очертания с клееными элементами

При пролётах от 8 до 12 м. Возможно изготавливать треугольные системы из цельной древесины составного сечения из 2-х-3-х слоёв с соединением на податливых связях рис. 5.40.

Стрелу подъёма в распорных системах треугольного очертания принимают $f = (1/2 \div 1/7) l$

Опорный и коньковый узлы в этих конструкциях проектируют с эксцентриситетом, при этом от продольной силы возникает разгружающий момент обратного знака, рис 5.39в и, как следствие, уменьшается расчётный момент, который равен:

$$M_{рас} = M_q - M_N = M_q - N \cdot e,$$

где M_q - момент от поперечной нагрузки, M_N - разгружающий момент от продольной силы, e - эксцентриситет. Величина эксцентриситета ограничена от (0,15 до 0,25) h .

Статический расчёт распорных конструкций ведут на два сочетания нагрузок:

- постоянные (собственный вес несущих конструкций и покрытия) и временные (снеговую и ветровую) нагрузки на всём пролёте;
 - постоянные на всём пролёте и временные на половине пролёта (схемы приложения и сочетания нагрузок принимают по СНиП [1].
- Определение усилий ведётся по формулам:

$$M_x = M_\delta - H_y; N_x = Q_d \sin \alpha + H \cos \alpha; Q_x = Q_d \cos \alpha - H \sin \alpha$$

где M_x, N_x, Q_x - изгибающий момент, продольная и поперечная сила в расчётном сечении конструкции, M_δ, Q_δ - изгибающий момент и поперечная сила, определяемые как для балки на двух опорах пролётом l ; y - ордината расчётного сечения, α - угол между осью абсцисс и расчётным сечением.

$$\text{Распор } H = \frac{(q+s)l^2}{8f} \text{ при постоянной и временной нагрузках на всём}$$

$$\text{пролёте, распор } H = \frac{ql^2}{8f} + \frac{Sl^2}{16f} - \text{при временной нагрузке на половине пролёта и постоянной - на всём пролёте, } S - \text{снеговая нагрузка по СНиП [1].}$$

Распорные системы треугольного очертания рассчитывают на сжатие с изгибом. Расчёт на прочность по нормальным напряжениям производится по формуле:

$$\sigma_x = \frac{N_x}{F_{расч}} + \frac{M_q}{W_{расч}} \leq R_c \quad (V.11)$$

$$M_\delta = \frac{M_x}{\xi} - \frac{N_x}{\xi \cdot k_n}$$

M_x - момент в сечении «х» конструкции от равномерно-распределённой постоянной и временной нагрузок, равный

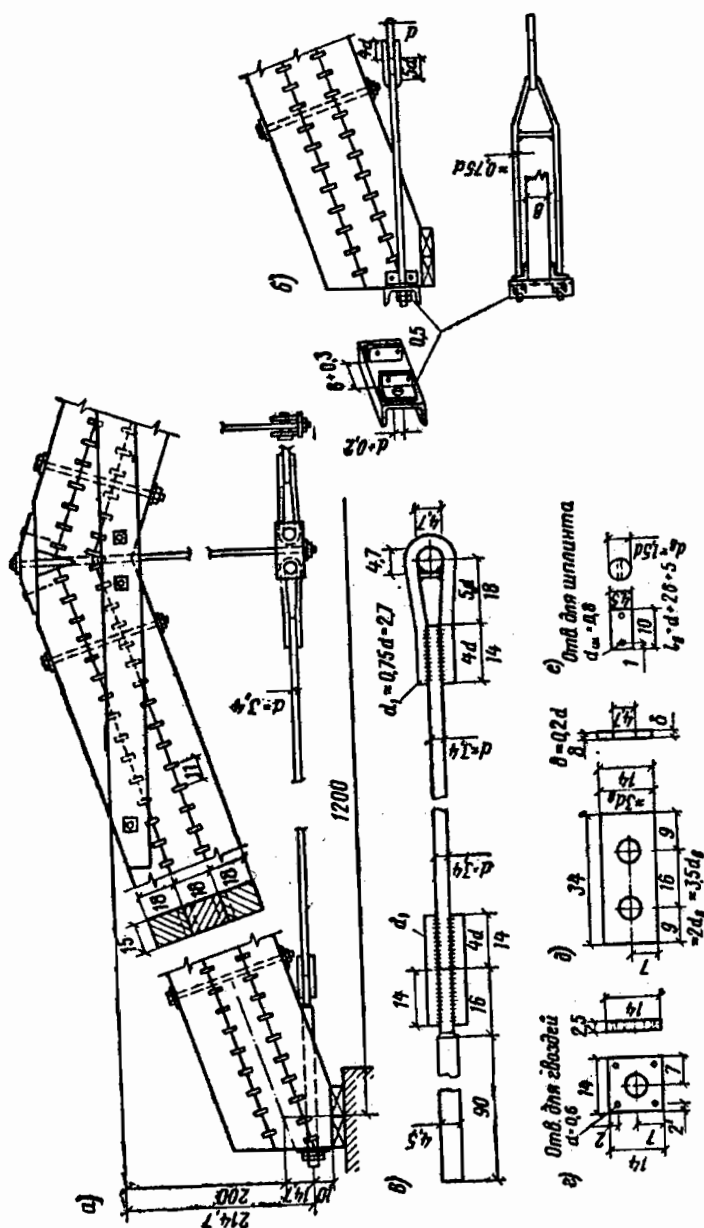


Рис. 5.40. Треугольная распорная система из балок на пластинчатых нагелях (Деревягина): а - общий вид; б - вариант опорного узла; в - затяжка; г - опорная шайба; д - стыковая накладка; е - валик

$$M_x = \frac{ql^2}{32}$$

x - коэффициент, учитывающий дополнительный момент от продольной силы, вследствие прогиба элемента, равен:

$$\xi = 1 - \frac{N}{\varphi \cdot F \cdot Rc} \quad (V.12)$$

где N - продольная сила в ключевом шарнире,

φ - коэффициент продольного изгиба, равный $\varphi = 3000/\lambda_x^2$,

$$\lambda_x = \frac{l_p}{0.289h} \quad - \text{гибкость элемента в плоскости изгиба, } k_n = \alpha_n + \xi(1 - \alpha_n),$$

где $\alpha_n = 0,81$ при эпюрах изгибающих моментов прямоугольного очертания.

Устойчивость плоской формы деформирования сжато - изгибаемых элементов следует производить по формуле:

$$\frac{N}{\varphi_y F_{\delta p} R_c} + \left(\frac{M_q}{\varphi_m W_{\delta p} R_u} \right)^n \leq 1$$

где φ_y - коэффициент продольного изгиба, определяемый по формуле: $\varphi_y = 3000/\lambda_y^2$ - для гибкости участка элемента расчётной длиной l_p из плоскости деформирования; $\lambda_y = l_p/0.289b$ - гибкость элемента из плоскости изгиба.

К недостаткам эксцентричного решения узлов относится концентрация скалывающих напряжений в зоне опирания, что учитывается введением коэффициента $k_{ск} > 1$

$$\tau = \frac{Q \cdot S_{\delta p}}{J_{\delta p} b_{расч} \xi} k_{ск} \leq R_{ск}$$

где Q - расчётная поперечная сила; $S_{\delta p}$ - статический момент брутто сдвигаемой части поперечного сечения элемента относительно нейтральной оси, $J_{\delta p}$ - момент инерции брутто поперечного сечения относительно нейтральной оси; ξ - коэффициент, учитывающий дополнительный момент от продольной силы вследствие прогиба элемента, определяемый по формуле (V.12); $k_{ск}$ находят по графику рис. 5.41.

Затяжку проектируют уголкового профиля (из 2-х уголков) либо из арматурной стали круглого сечения. Расчёт затяжки производят на растяжение от действия распора H по формуле:

$$\sigma = \frac{H}{F_{нт}} \leq R_y,$$

где $F_{нт}$ - площадь сечения затяжки; R_y - расчётное сопротивление стали по СНиП [4]

Во избежание провисания затяжки необходимо устройство подвесок, которые выполняют из круглой стали. Максимальное расстояние между подвесками: $l_{дон.} = 400 r$, где r - радиус инерции уголка или круглого сечения затяжки.

Конструирование и расчёт узлов треугольной распорной системы.

Опорный узел треугольных систем представлен на рис.5.39 а,б.

Дощатоклеёный элемент 1 оторцован по плоскости «а - а», нормальной к продольной оси элемента. В опорном узле деревянный элемент упирается в стальную упорную плиту 2 и работает на смятие вдоль волокон от продольной сжимающей силы N_c :

$$\sigma_{см} = N_{см} / F_{см} \leq R_{см} \quad (V.13)$$

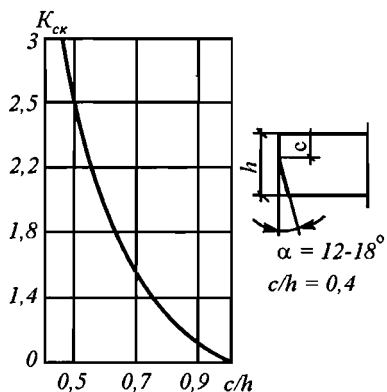
Упорная плита работает на изгиб и, как правило, усилена одним или двумя рёбрами жёсткости, что уменьшает расчётный пролёт упорной плиты при расчёте на изгиб. К упорной плите 2 приварены проушины 6 с овальными отверстиями под болт не менее М16 для крепления деревянного элемента к металлическому башмаку.

Опорная плита 4 работает на изгиб. Затяжка 5 крепится к боковым фасонкам 3. Взаимное крепление металлических деталей – на сварке. Через опорную плиту производится монтажное крепление треугольной распорной системы непосредственно к колонне или через мауэрлатный брус.

Опорные узлы треугольной распорной системы с опорой непосредственно на фундамент выполняются в большинстве случаев при помощи стальных башмаков (рис.5.42).

Опорный башмак включает в себя опорный лист с отверстиями для анкерных болтов и две вертикальные фасонки с отверстиями для болтов крепления треугольной системы, которая упирается лобовым упором в опорный лист. Расстояние между боковыми фасонками равно ширине сечения треугольной распорной системы.

Рис. 5.41. Коэффициенты $K_{ск}$, учитывающие опирание элемента частью сечения и концентрацию скалывающих напряжений



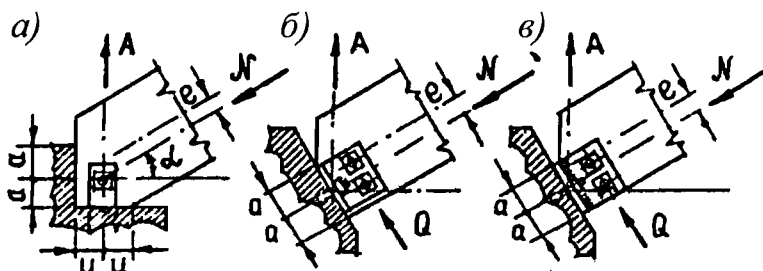


Рис. 5.42. Варианты опорных узлов треугольных распорных систем с опорой на фундамент а - простейшее решение; б - решение с помощью уголков и анкерных болтов; в - решение с применением опорного столика

Для уменьшения сдвигающих усилий в анкерных болтах опорный башмак устанавливается на наклонную поверхность фундамента, параллельную опорному сечению треугольной распорной системы.

Опорная площадка проверяется на смятие по формуле (V.13) аналогично предыдущей схеме. Требуемое количество болтов определяют по формуле:

$$n_b = \frac{Q}{m_{шв} T_{min}}$$

где Q – поперечная сила (сдвигающая сила), $m_{шв}$ – число расчётных швов одного болта, n_b – количество болтов, T_{min} – минимальная несущая способность одного болта, вычисленная по формулам:

$$T_{cm} = 0,5 \cdot d \cdot b \cdot k_a$$

$$T_u = 2,5 \cdot d^2 \cdot \sqrt{k_a}$$

где d – диаметр болтов; b – ширина сечения треугольной системы; k_a – учитывает передачу усилия под углом к волокнам, принимается по таблице 19 СНиП [2].

Анкерные болты рассчитывают на срез от распора по формуле.

$$\tau = \frac{H}{n_b F_{анк.б}} \leq R_y^{cp},$$

где H – распор; $F_{анк.б}$ – площадь анкерных болтов; n_b – количество анкерных болтов; R_y^{cp} – расчетное сопротивление стали срезу.

Коньковый «шарнир» распорной системы треугольного очертания проектируют с внецентренным приложением продольной сжимающей силы N_c , выполняя сверху подрезку деревянных элементов на глубину $2e$, где e – эксцентриситет приложения продольной силы.

Коньковые узлы распорных конструкций проектируют с парными деревянными (реже металлическими) накладками на болтах, рис. 5.38, 5.39а

для восприятия поперечной силы Q от действия несимметричной снеговой нагрузки

$$Q = S_{\text{см}} l / 8$$

где $S_{\text{см}}$ - погонная снеговая нагрузка, l - пролёт системы.

Расчёт производится в следующей последовательности:

- торцы сопрягаемых деревянных элементов проверяют на смятие по площадке «а-а» по формуле:

$$\sigma = \frac{N_{\text{см}}}{F_{\text{см}}} \leq R_{\text{см.а}},$$

$N_{\text{см}}$ - сила, вызывающая смятие; $R_{\text{см}}$ - расчётное сопротивление древесины смятию под углом к волокнам; площадь смятия $F_{\text{см}} = b \cdot h_{\text{см}}$, где b - ширина сечения треугольной распорной системы: $h_{\text{см}} = h - 2e$

- назначают толщину боковых деревянных накладок

$b_{\text{накл}} > b/2$; диаметр болтов (12 - 24 мм) и определяют минимальную расчётную несущую способность одного среза болта из трёх условий:

$$T_{\text{см}} = 0,5 \cdot b \cdot d \cdot k_e$$

$$T_{\text{см}} = 0,8 \cdot b_{\text{накл}} \cdot d \cdot k_a$$

$$T_u = (1,8d^2 + 0,02b_{\text{накл}}) \sqrt{k_a}, \text{ но не более } 2,5d^2 \sqrt{k_a},$$

где $b_{\text{накл}}$, b , d - соответственно толщина накладки, ширина сечения треугольной распорной системы и диаметр болта.

- определяют требуемое количество болтов в сечении 1-1 и 2-2 относительно стыка:

требуемое количество болтов в сечении 1-1, ближайшем к стыку по формуле:

$$n_b = \frac{R_1}{m_{\text{ср}} T_{\text{мин}}}, \text{ в сечении 2-2 по формуле: } n_b = \frac{R_2}{m_{\text{ср}} T_{\text{мин}}},$$

где $m_{\text{ср}}$ - число «срезов» болта, R_1 и R_2 - усилия, действующие на бол-

ты по формулам: $R_1 = \frac{Q}{1 - \frac{l_1}{l_2}}$ и $R_2 = \frac{Q}{\frac{l_2}{l_1} - 1}$;

- выполняют расстановку болтов в узле - в два ряда по сечениям 1-1 и 2-2 с каждой стороны стыка симметрично относительно площадки смятия;
- проверяют накладку на поперечный изгиб по формуле:

$$\sigma = \frac{M_{\text{накл}}}{2W_{\text{накл}}} \leq R_u,$$

где $M_{\text{накл}} = Q \cdot \frac{l_1}{2}$; $W_{\text{накл}}$ - момент сопротивления накладки с учётом ослабления.

РАЗДЕЛ 6. ПЛОСКОСТНЫЕ СКВОЗНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Глава 6.1. Основные формы и конструктивные особенности

6.1.1. Основные схемы плоскостных сквозных конструкций

Сквозные деревянные конструкции состоят из поясов или ветвей и связывающей их решетки. При этом, основные несущие элементы балочных конструкций принято называть поясами, в то время как для сквозных колонн эти элементы называют ветвями. Пояса и ветви могут быть одинарными или двойными. Решетка состоит из отдельных стержней - раскосов и стоек в фермах или ригелей в решетчатых стойках. Применение стоек вместо сплошной стенки значительно уменьшает расход материала на конструкцию. Однако в отличие от сплошных в сквозных конструкциях возникает необходимость конструирования и расчета соединений элементов решетки и поясов.

Выбор типа конструкции - сплошной или сквозной производится на основе сравнения технико-экономических данных. Кроме этого, необходимо учитывать назначение помещения и требования пожарной безопасности. К примеру, сквозные деревянные конструкции не рекомендуются в условиях повышенной химической агрессивности окружающей среды. Это связано с тем, что на открытых горизонтальных поверхностях элементов конструкций накапливается много агрессивной пыли, которая, соединяясь с влагой в воздухе, образует кислоты и щелочи, приводящие к разрушению древесины. Увеличение поверхности деревянной конструкции и применение элементов небольшого поперечного сечения повышает пожарную опасность здания. Среди сквозных деревянных конструкций наиболее пожароопасными являются дощатые конструкции. Кроме всего прочего, в дощатых конструкциях, как и в сквозных деревянных конструкциях с элементами небольшого поперечного сечения, наибольшим образом проявляется отрицательное влияние пороков древесины. Как с точки зрения пожарной опасности, так и с точки зрения разрушения конструкции от действия химически агрессивной среды сквозные деревянные конструкции уступают сплошным из-за наличия в них металлических элементов (растянутые стержни, элементы соединений и др.).

Несомненным преимуществом сквозных деревянных конструкций с применением брусев является относительная простота изготовления. В связи с этим, они широко используются в строительстве в сельской местности и в труднодоступных районах, где лес зачастую является местным материалом. Сквозные деревянные конструкции находят широкое применение в индивидуальном малоэтажном строительстве.

Сквозные деревянные конструкции рекомендуют применять в статически определимых системах. Это связано с тем, что вследствие податливо-

сти применяемых в деревянных конструкциях соединений, а также деформации древесины от сушки и увлажнения в статически неопределимых системах происходит перераспределение усилий в элементах вплоть до изменения знака.

По статической схеме сквозные деревянные конструкции разделяют на балочные и распорные, табл. 6.1. Основное применение в покрытиях зданий находят деревянные фермы. Наибольшее распространение получили сегментные фермы с криволинейным верхним поясом, многоугольные и треугольные фермы. Реже, для покрытия многопролетных промышленных зданий, применяют трапецевидные, односкатные и двускатные фермы.

6.1.2. Выбор материалов для элементов сквозных конструкций

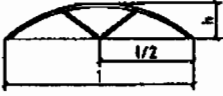
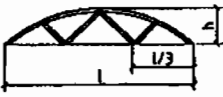
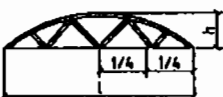
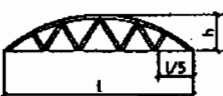
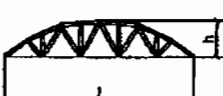
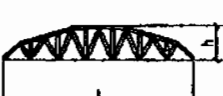
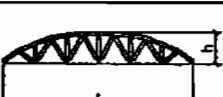
Основными материалами для изготовления элементов сквозных плоскостных деревянных конструкций являются: лесоматериал, клееная древесина и сталь. На выбор того или иного материала влияет напряженное состояние элемента. В обычных условиях эксплуатации, при отсутствии химически агрессивной среды, растянутые элементы сквозных конструкций стремятся сделать стальными. При применении древесины для растянутых элементов необходимо более тщательно отбирать материал, так как наличие пороков значительно снижает прочность древесины при растяжении. Чтобы избежать или снизить отрицательное влияние пороков древесины на несущую способность конструкции, часто растянутые деревянные элементы выполняют клееными. По этой же причине нижние пояса ферм также изготавливают из клееной древесины. Применение клееной древесины в фермах приводит к увеличению огнестойкости конструкции по сравнению с незащищенными от воздействия пожара фермами с металлическим нижним поясом.

Решетку ферм изготавливают из элементов прямоугольного поперечного сечения из цельной или клееной древесины. На растяжение, кроме нижнего пояса фермы, работают некоторые раскосы и вертикальные элементы-подвески, которые также могут выполняться металлическими. В некоторых случаях растянутые элементы конструируются из круглой, гладкой стали. Фермы, которые включают в себя, кроме элементов соединений, еще и другие металлические элементы (растянутые пояса, стойки и др.), принято называть металлодеревянными.

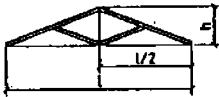
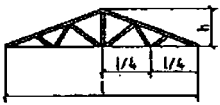
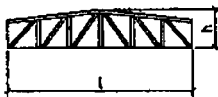
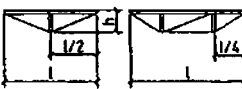
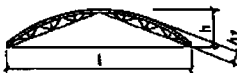
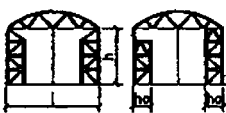
Верхние пояса ферм, при внеузловом приложении поперечных нагрузок, работающие на сжатие с изгибом, изготавливают клееными. В брусчатых фермах верхний пояс иногда выполняют из двух брусьев. Верхний брус служит для восприятия поперечных нагрузок от элементов кровли и передачи их на ближайшие узлы, а нижний брус воспринимает только сжимающие продольные силы.

С развитием производства элементов из конструкционных пластмасс расширилось применение пластмасс для изготовления сквозных конст-

Таблица 6.1

Наименование конструкций	Схемы конструкций	Пролет l , м	h/l	$\kappa_{с.н}$	$\kappa_{н}$, %
1	2	3	4	5	6
Фермы: сегментные клееные с металлическим нижним поясом; с разрезным и неразрезным верхним поясом		12	1/8-1/7	2,5-3	20-30
		15-24	1/8-1/7	2,5-3	20-30
		21-30	1/8-1/7	2,5-3	20-30
		36	1/8-1/7	2,5-3	20-30
многоугольные брусчатые с металлическим нижним поясом		12	1/8-1/7	3-4	25-35
		15	1/8-1/7	3-4	25-35
		18	1/8-1/7	3-4	25-35
		21-30	1/8-1/7	3-4	25-35

Продолжение таблицы 6.1

1	2	3	4	5	6
треугольные четырепанельные со сжатыми раскосами, с металлическим нижним поясом		Классы 12-14, брусчатые 9-12	1/5-1/7	4-5	20-30
треугольные четырепанельные с растянутыми раскосами, с металлическим нижним поясом		Классы - 12-14, брусчатые 9-12	1/5-1/7	4-5	20-30
треугольные из брусьев и бревен на лобовых врубках		10-20	1/5-1/4	6-4,5	15-20
дощатые с соединениями на металлических зубчатых пластинах		9-15	1/5-1/7	2,5-3	3-6
трапецидаль- ные		12-24	1/8	4-6	15-20
Шпренгельные системы		6-15	1/8-1/4	8-6	20-25
Сквозные арки		20-80	1/7-1/4 $h/l =$ $= 1/25-1/15$	5-3	7-12 без затяжек 20-25 с затяжкой
Решетчатые стойки		Высота - 6-15	$h_0/h =$ $= 1/5-1/8$	-	-

рукций. В частности, для покрытия зданий химической промышленности применяются фермы с использованием профилей из стеклопластика. Наиболее часто применяются профили трубчатого сечения и уголки. Конструкция этих ферм близка к конструкции аналогичных металлических ферм. Соединение элементов в узлах осуществляется на болтах на клею или (клееболтовые соединения).

6.1.3. Деформации сквозных конструкций

Деформации (прогибы) сквозных конструкций являются следствием не только упругих деформаций элементов и соединений в узлах и стыках, но и рыхлых деформаций, например, от неплотностей в соединениях при их изготовлении. Кроме того, с течением времени возникают деформации последействия, существенно увеличивающие общие деформации конструкций. Увеличение прогибов происходит преимущественно в первые два - три года эксплуатации, когда древесина еще не достигла равновесной влажности и когда покрытие впервые загружается полной нагрузкой. В последующие годы в нормально работающих конструкциях приращение прогиба, как правило, невелико. Испытания металлодеревянных ферм кратковременной нагрузкой показали, что прогиб их под действием нормативной нагрузки составляет 1/1000- 1/1250 пролета, а перед разрушением 1/200-1/300 пролета.

В чисто деревянных фермах (цельнодеревянных) прогибы обычно больше, чем в металлодеревянных фермах. Это объясняется тем, что в них имеется большее количество элементов и узлов, соответственно, большее количество мест смятия. Деревянный нижний пояс, имеющий стыки на податливых связях - нагелях, также способствует увеличению деформаций. Испытания показали, что прогибы цельнодеревянных ферм под действием нормативной нагрузки составляют 1/500-1/1000 пролета, а перед разрушением 1/125-1/200 пролета. В фермах с клееным нижним поясом прогибы будут меньше из-за отсутствия соединений на податливых связях.

Часто при разработке ферм новых типов и с применением других материалов возникает необходимость определения прогибов сквозных конструкций расчетным путем. В таком случае, прогибы могут быть вычислены по известной формуле строительной механики

$$f = \sum N_l N_p \lambda / EA,$$

где N_l - усилие в элементах фермы от единичной силы, приложенной в том узле, в котором определяется прогиб фермы; N_p - усилие в элементах фермы от действующей на нее нагрузки; l - длина элемента; E - модуль упругости материала элементов фермы; A - площадь поперечного сечения элемента.

В деревянных и металлодеревянных фермах прогиб, определенный по вышеприведенной формуле, будет занижен, так как в ней учитываются толь-

ко удлинения или укорочения материала элемента, но не принимаются во внимание деформации в соединениях - в узлах ферм и в стыках элементов, значительно увеличивающих прогиб.

В соединениях при полном использовании их расчетной несущей способности по нормам принимают следующие предельные деформации: при соединении на нагелях всех видов (в том числе и в стыках) 2 мм; в приемыканиях деревянных элементов под прямым углом 3 мм. При неполном использовании расчетной несущей способности соединений значение деформации принимают пропорционально действующему на соединение усилию. Приведенные значения деформаций даны с учетом длительности действия нагрузки при условии качественного выполнения соединений.

При определении прогибов деформации в соединениях учитывают введением в последнюю формулу приведенной площади сечения элемента, определяемой из выражения

$$F_{\text{прив}} = F / (1 + EF \sum \delta_{\text{сдв}} / N_p l),$$

где $\sum \delta_{\text{сдв}}$ - сумма узловых деформаций для данного стержня

Таким образом, прогиб фермы с учетом деформаций соединений

$$F = \sum N_i N_p l / EF_{\text{прив}}$$

Для уменьшения видимого провисания ферм при изготовлении придают строительный подъем (обратный выгиб нижнего пояса), принимаемый 1/200 пролета, но не менее значения прогиба фермы. При соблюдении рекомендуемых нормами соотношений между высотой фермы и ее пролетом и качественном изготовлении конструкции прогиб можно не вычислять, достаточно придать фермам строительный подъем указанной величины.

Глава 6.2. Треугольные фермы

6.2.1. Фермы на лобовых врубках

Несмотря на то, что треугольные фермы на лобовых врубках являются одним из старых типов деревянных конструкций построечного изготовления, тем не менее они до сих пор находят применение в строительстве.

Для того чтобы обеспечить работу раскосов только на сжатие, в треугольных фермах на лобовых врубках принимают раскосную решетку с нисходящими раскосами.

Верхний и нижний пояса, а также сжатые раскосы треугольных ферм на лобовых врубках обычно выполняются из брусев (рис. 6.1.) или из бревен (рис. 6.2.), а растянутые стойки - из круглой стали. Пояса и раскосы брусчатых ферм на лобовых врубках выполняют из брусев одной и той же ширины поперечного сечения, а высоту сечения элементов определяют соответствующим расчетом.

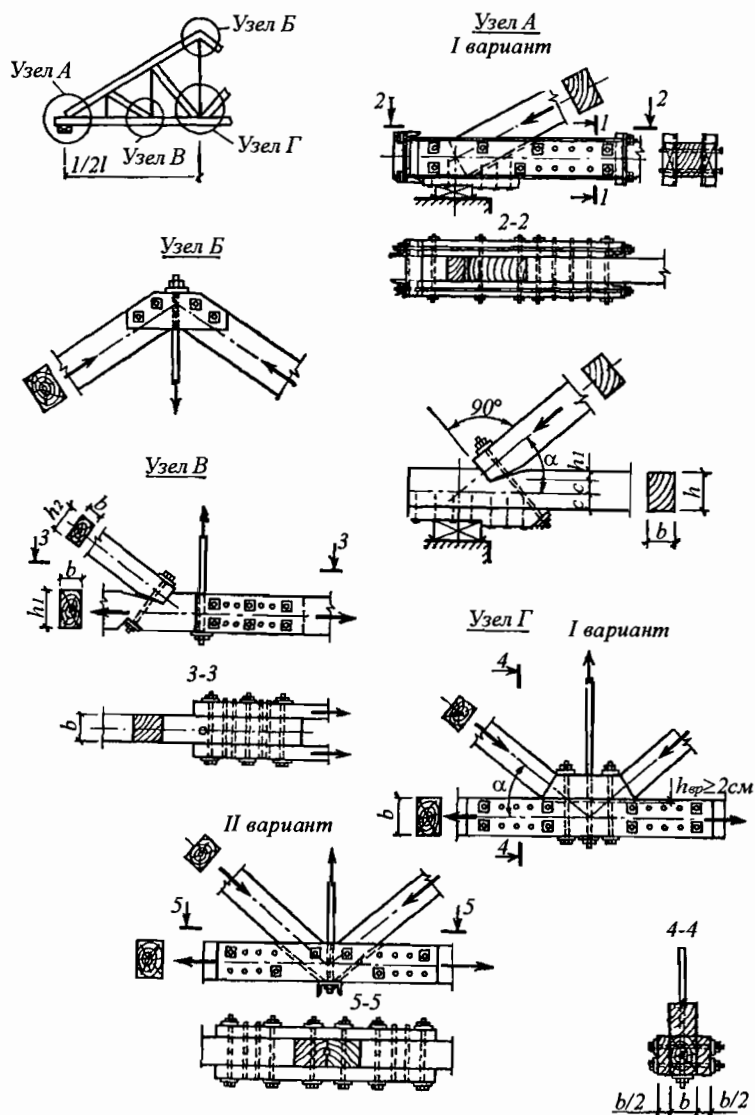


Рис. 6.1. Общий вид и узлы треугольной брусчатой фермы на лобовых врубках

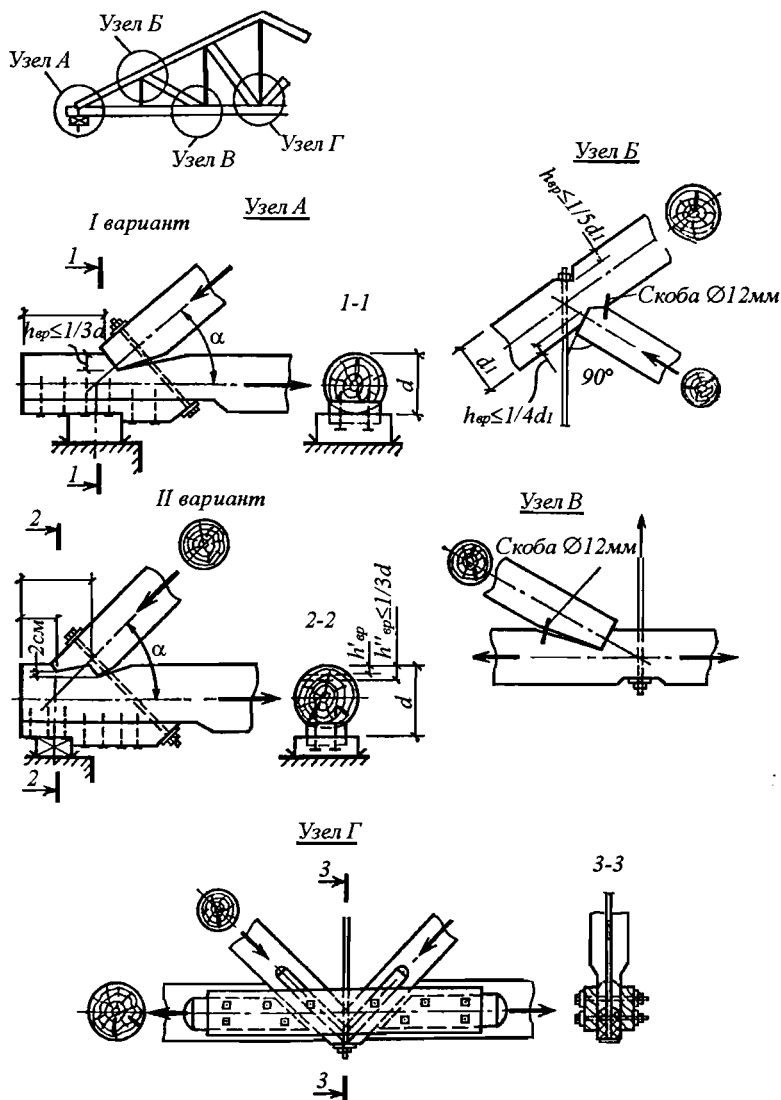


Рис. 6.2. Общий вид и узлы треугольной фермы из бревен на лобовых врубках

Стыки верхнего пояса ферм осуществляют лобовым упором и перекрывают парными накладками на болтах. Нижние пояса ферм пролетом до 12 метров имеют один стык в середине фермы, перекрытый парными накладками на болтах, а у ферм пролетом свыше 12 м устраивают либо такие же раздельные стыки в местах перелома нижнего пояса для образова-

ния строительного подъема, либо устраивают раздвинутый стык (с накладками большей длины). При выполнении стыков болты следует располагать в два ряда.

При создании верхнего и нижнего поясов бревенчатых треугольных ферм на лобовых врубках бревна располагают так, чтобы их комли были обращены к опорным узлам. Комли бревен для раскосов обращают в сторону верхнего пояса. Соединение верхнего пояса с нижним в опорном узле ферм выполняют на лобовой врубке.

Опорные узлы современных треугольных ферм на лобовых врубках осуществляют лобовым упором на металлических натяжных хомутах или тяжах, передающих усилие от вкладыша, в который упирается верхний пояс, на накладки, соединенные с нижним поясом нагелями из круглой стали и болтов. Подобное решение полностью исключает работу на сдвиг со скалыванием древесины нижнего пояса в опорном узле фермы. В современных треугольных фермах нагрузку от чердачного перекрытия прикладывают только к узлам нижнего пояса, а не распределяют по его панелям, как это делалось прежде. Если при этом нижние пояса выполняют не из древесины, а из профильной стали, то надежность ферм существенно повышается.

Раскосы ферм обычно соединяют с поясами на лобовых врубках одним зубом и дополнительно крепят болтами или скобами. Исключение составляет средний узел нижнего пояса ферм, где сходятся два раскоса. Данные раскосы либо вводят в промежуток между парными накладками растянутого стыка нижнего пояса и крепят к ним болтами, либо упирают в специально предназначенную для этой цели бобышку со скошенными торцами.

Для того чтобы снизить напряжения в ослабленных врубками сечениях поясов ферм из брусьев, центрирование в опорных промежутках производят по центру ослабленного сечения пояса.

Узлы ферм из бревен центрируют по осям поясов, так как ослабление бревна врубкой приводит лишь к незначительному смещению оси ослабленного сечения по отношению к оси бревна.

Расчет ферм на лобовых врубках аналогичен расчету ферм других видов. Отличие состоит в расчете узлов на лобовых врубках, суть которого изложена в разделе 3.

Опорный узел в форме лобового упора рассчитывают следующим образом:

По усилию в крайней панели нижнего пояса подбирают сечение хомутов или тяжей из круглой стали и определяют требуемое число болтов и нагелей для крепления накладок к нижнему поясу;

рассчитывают на поперечный изгиб стальной сварной башмак, в который упирается деревянный вкладыш, а также траверсы из уголков, передающие усилия с тяжей на накладки опорного узла;

рассчитывают на сжатие и смятие соответствующие поверхности деревянных элементов, т.е. вкладыша и накладок.

6.2.2. Треугольные фермы системы ЦНИИСК.

Треугольные фермы системы ЦНИИСК применяют, как правило, для кровель из материалов, требующих значительного уклона. Отношение высоты фермы в коньке к пролету принимают не менее: для цельнодеревянных ферм $1/5$, для ферм с металлическим нижним поясом $1/6$. Для ферм с металлическим нижним поясом и клееным верхним это отношение может быть снижено до $1/7$ пролета. При этом уклон верхнего пояса и кровли колеблется от $1:2,5$ до $1:4$.

Верхний пояс фермы может быть выполнен из клееных блоков или из брусьев. Нижний пояс рекомендуется делать металлическим из профильной или круглой стали. Возможно применение и деревянного клееного или брусчатого нижнего пояса при условии выполнения его из тщательно отобранной и надлежаще склеенной древесины.

Решетка в треугольных фермах для повышения индустриальности их изготовления должна состоять из минимального числа элементов. С этой целью рекомендуют четырехпанельные (по верхнему поясу) фермы с двумя сжатыми раскосами и соответственно с одной растянутой или двумя сжатыми стойками (см. табл. 6.1., рис. 9). Растянутые стойки обычно выполняют из круглой стали.

Для четырехпанельной фермы со сжатыми раскосами и центральной растянутой стойкой примыкание сжатых раскосов к верхним поясам может быть выполнено путем упора в специальные металлические башмаки (рис. 6.3.) непосредственно в верхние пояса с соответствующей их подрезкой (рис. 6.4.) или на узловых болтах с металлическим вкладышем (рис. 6.5.).

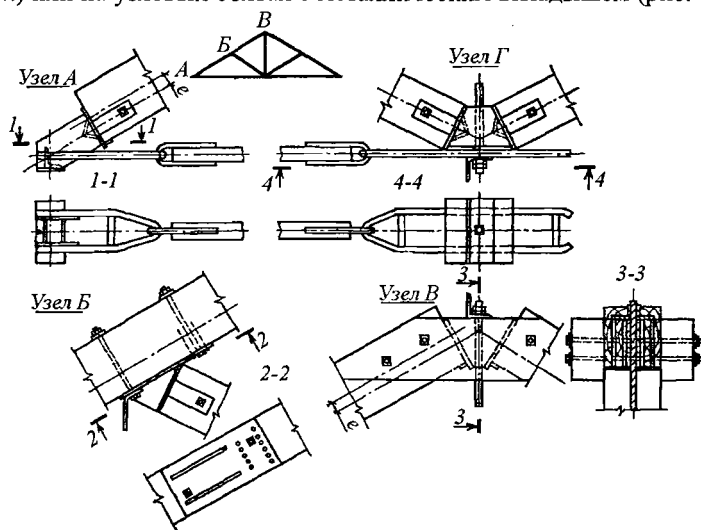


Рис. 6.3. Детали узлов треугольной брусчатой фермы ЦНИИСК с упором раскосов в металлические башмаки и со складывающимся при перевозке нижним поясом.

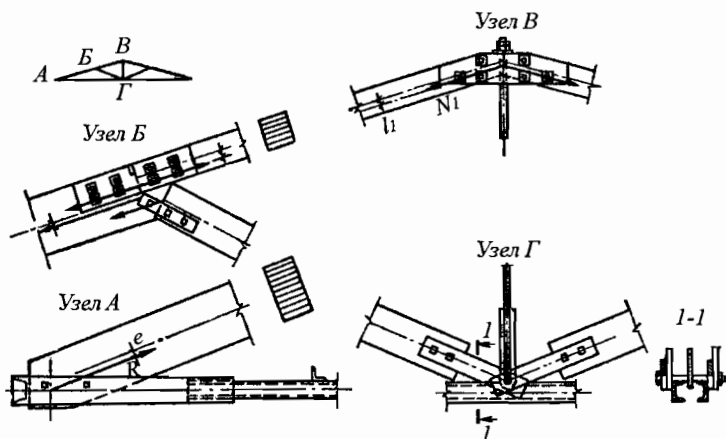


Рис. 6.4. Клееная треугольная ферма с упором раскосов в уступ верхнего пояса

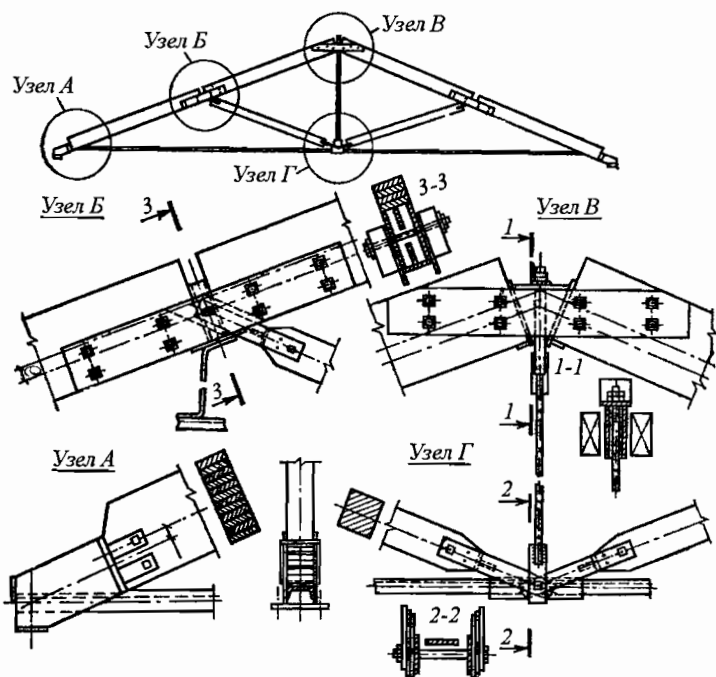


Рис. 6.5. Клееная ферма ЦНИИСК с раскосами на узловых болтах. Общий вид и детали узлов

Как правило, в опорном узле металлический нижний пояс соединяют с клееным верхним поясом при помощи сварного башмака. Однако опорный узел может иметь другую конструкцию, где деревянный элемент верхнего пояса опиленной горизонтальной плоскостью воспринимает опорную реакцию, а вертикальной - усилие от нижнего пояса с помощью шайбы и гайки.

Помимо ферм с металлическим нижним поясом в некоторых случаях могут быть применены фермы с деревянным нижним поясом, выполненным в виде клееного пакета. Использование деревянных поясов из брусьев требует тщательного отбора лесоматериалов.

Расчетные продольные усилия в элементах треугольных ферм определяют аналитически или графически. Отличительной особенностью треугольных ферм является то, что при загрузении временной нагрузкой половины пролета решетка на незагруженной половине не работает. Поэтому расчетные усилия во всех элементах ферм получаются при снеговой нагрузке на всем пролете. Одностороннее загрузение снегом может понадобиться в том случае, когда надо рассчитать присоединение подушки в среднем узле нижнего пояса к самому поясу. Его рассчитывают на разность усилий в соседних панелях нижнего пояса, имеющую место при односторонней снеговой нагрузке.

Верхний пояс. В большинстве случаев панели верхнего пояса помимо нормальных сил работают на изгиб от межузловой нагрузки и рассчитывают как сжато-изгибаемые стержни. Нормальную силу в верхнем поясе прикладывают с эксцентриситетом e , в целях снижения в нем расчетного изгибающего момента от поперечной нагрузки.

Если верхний пояс разрезной, то расчетный момент в панели

$$M = M_0 - Ne,$$

где M_0 - момент простой балки от данной нагрузки в середине пролета панели;

Ne - момент от нормальной силы, приложенной с эксцентриситетом

Если верхний пояс неразрезной, то расчет производят в двух предположениях: а) средняя опора не имеет просадки и верхний пояс работает как двухпролетная неразрезная балка; б) средняя опора просела на такую величину, что момент на ней стал равен нулю и, следовательно, верхний пояс работает как разрезная балка с пролетом, равным длине панели. Оба эти случая рассмотрены при расчете верхнего пояса многоугольной фермы (см. гл. 6.3.).

Нижний пояс. Металлический нижний пояс рассчитывают на растяжение с учетом ослаблений в узлах или стыках. Местная поперечная нагрузка, например, от подвесного потолка, вызывающая изгибающие моменты в нижнем поясе, недопустима.

Если нижний пояс выполняют деревянным, то нагрузку от подвесного потолка, в случае его наличия, передают через металлические стойки фермы на узлы верхнего пояса.

Деревянный нижний пояс рассчитывают на растяжение по площади нетто в стыках или узлах, где учитывают ослабления от нагелей.

Стыки деревянного брусчатого нижнего пояса перекрывают двумя накладками, обычно деревянными, ширина которых равна ширине пояса, а толщина вдвое меньше толщины пояса. Деревянный нижний пояс соединяют с металлическим опорным узлом накладками из полосовой стали на глухих нагелях. В этом месте на растяжение проверяют деревянный пояс и металлические накладки.

Решетка. Сжатые элементы решетки рассчитывают на продольный изгиб, растянутые проверяют на растяжение с учетом имеющихся ослаблений.

Узлы фермы. Расчет узлов треугольных ферм связан с их конструкцией. В клееной ферме с разрезным верхним поясом и металлическими узловыми вкладышами (см. рис. 6.5.) конструкция узлов верхнего пояса аналогична конструкции подобных узлов в сегментных фермах (см. гл. 6.4.).

В клееной ферме с упором раскосов в верхний пояс (см. рис. 6.6.) необходимо проверить смятие древесины в опорном и коньковом узлах, а также в месте упора раскоса в верхний пояс. Во всех случаях расчетное сопротивление смятию берут с учетом угла между сжимающей силой и направлением волокон сминаемого элемента.

В брусчатой ферме (см. рис. 6.3.), кроме того, требуется рассчитать присоединение к верхнему поясу металлического башмака, в который упирается раскос. Нагели (или гвозди), соединяющие башмак с верхним поясом, рассчитывают на усилие, стремящееся сдвинуть башмак вдоль пояса. Таким усилием является разность усилий в опорной и коньковой панелях верхнего пояса. Нагели или гвозди работают по схеме односрезного соединения.

Глава 6.3. Многоугольные брусчатые фермы

Многоугольные брусчатые фермы относятся к металлодеревянным сборным конструкциям заводского изготовления (рис. 6.6.). В этих фермах верхний пояс представляет собой многоугольник, вписанный в окружность или описанный около нее. Отношение высоты фермы к пролету принимают таким же, как в сегментных фермах, т.е. от $1/6$ до $1/7$. Нижний пояс делают, как правило, металлическим из профильной стали. Решетку принимают треугольной со стойками. Длина панели верхнего пояса значительно меньше, чем в клееных сегментных фермах, так как несущая способность панели ограничена размерами сечения бруса и его длиной. Рекомендуемые схемы многоугольных ферм приведены в табл. 6.1., рис. 6.6.

Как видно из этих схем, брус верхнего пояса перекрывает две панели и является двухпролетной неразрезной балкой, за исключением опорных панелей, имеющих вдвое меньшую длину.

Решение узлов в многоугольных фермах (рис. 6.6.) во многом аналогично решению узлов в сегментных клееных фермах. Раскосы и стойки решетки имеют по концам металлические пластинки - наконечники, прикрепленные болтами к деревянному элементу и выполненные из полосовой стали, за исключением верхнего наконечника стойки, который делают из уголка. Применение здесь уголка необходимо потому, что в отличие от средней пластинки - наконечника стойки, которая зажата между пластинками раскосов в нижнем узле (что обеспечивает ей дополнительную устойчивость из плоскости), в верхнем узле пластинка-наконечник была бы свободна в отношении продольного изгиба из плоскости и потому должна быть заменена наконечником из жесткого профиля. В целях унификации пластинок-наконечников для всех раскосов и низа стойки имеют одну и ту же длину и одинаковую разбивку отверстий для болтов. Наконечники-уголки для верха стойки также все одинаковы.

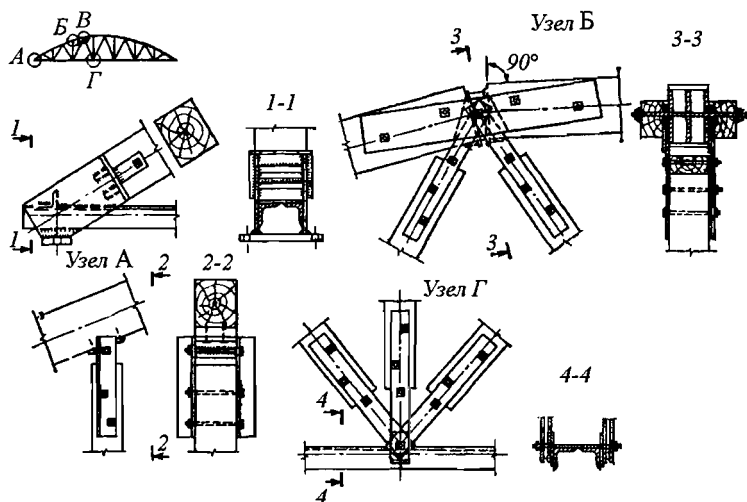


Рис. 6.6. Узлы многоугольной брусчатой фермы системы ЦНИИСК.

В узлы верхнего пояса, там, где находится его стык, закладывают металлические вкладыши. В центре проходит узловой болт, на который при сборке надевают пластинки-наконечники. Вкладыш имеет клиновидную форму в соответствии с переломом верхнего пояса в месте узла. Стойки к верхнему поясу (стойки сжаты) присоединяют также с помощью пластинок, но так как пояс в этом месте не имеет стыка, то узловые пластинки-наконечники надевают на болт, вставленный в проушины пластинок, которая передает усилия от стойки на верхний пояс (см. рис. 6.6.). Пластинку-наконечник заранее скрепляют с брусом верхнего пояса расчетным количеством гвоздей или болтов. Стыки верхнего пояса перекрывают деревянными накладками на болтах.

Узлы прикрепления элементов решетки к нижнему поясу выполняют с небольшим эксцентриситетом, как это показано на рис. 6.8., благодаря чему существенно упрощается решение узлов. Возможность внецентренного решения узлов объясняется возникновением в элементах решетки многоугольных ферм относительно небольших расчетных продольных усилий, передаваемых на нижний пояс через болт. Стык нижнего пояса выполняют в любом удобном месте. Он перекрывается или уголками, или пластинками из полосовой стали. Опорный узел может быть решен так же, как в сегментных фермах. Многоугольные фермы близки по очертанию сегментным, и расчетные продольные усилия в раскосах и стойках получаются небольшими при загрузке снеговой нагрузкой всего пролета.

Верхний пояс в многоугольных фермах выполняют из брусев, длина которых вдвое превышает длину панели. Таким образом, брус верхнего пояса представляет собой двухпролетную балку со средней опорой на стойке решетки. Если нагрузка приложена не только в узлах, но и между ними (обычный случай), то на средней опоре возникает изгибающий момент, значение которого зависит от осадки опоры, т.е. от просадки бруса верхнего пояса на стойке. Значение этой просадки в общем случае неизвестно - оно зависит от точности сборки фермы, качества древесины и пр. Поэтому в расчете рассматривают два крайних случая: 1) средняя опора не имеет просадки, и брус верхнего пояса представляет собой двухпролетную неразрезную балку; 2) средняя опора имеет такую просадку, что изгибающий момент на средней опоре равен нулю, и брус верхнего пояса представляет собой, следовательно, разрезную балку с пролетом, равным длине панели.

Для уменьшения расчетных изгибающих моментов от межузловой нагрузки в верхнем поясе искусственно создают изгибающий момент обратного знака, для чего в промежуточных узлах верхнего пояса фермы применяют внецентренное стыкование брусев, осуществляя упор только нижних частей поперечного сечения брусев. Тот же прием применяют и в опорных узлах. С учетом сказанного верхний пояс, являющийся в любом варианте сжатого-изгибаемого стержнем, рассчитывают следующим образом.

1. Расчет ведут как для двухпролетной неразрезной балки. Момент на средней опоре при равномерно распределенной нагрузке (см. рис. 6.7 а).

$$M_q = -ql^2/8,$$

где l - проекция длины панели.

Нормальная сила N приложена на крайней опоре с эксцентриситетом e , тогда

$$M_N = Ne.$$

Момент на средней опоре

$$M_N = 0,5Ne,$$

так как эпюра моментов проходит через фокусную точку, находящуюся на расстоянии $1/3l$ от средней опоры.

Расчетный момент на средней опоре (см. рис. 6.9.,а)

$$M = M_q + M_N = -ql^2/8 + 0,5Ne.$$

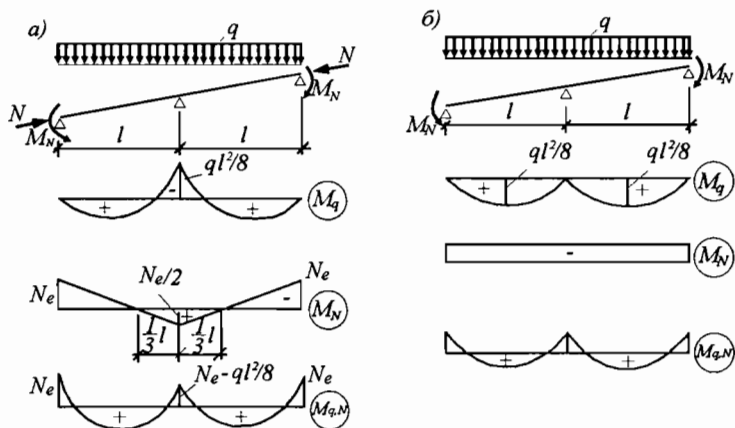


Рис. 6.7. К расчету верхнего пояса многоугольной брусчатой фермы
а - как двухпролетной неразрезной балки; б - как разрезной балки

Внецентренное приложение силы N уменьшило расчетный момент.

Положительный момент в половине длины панели

$$M = ql^2/16 - Ne/4.$$

Расчетным моментом обычно является момент на средней опоре.

Проверка сечения:

$$\sigma_c = N/F_{\text{расч}} + M_D/W_{\text{расч}} \leq R_c \text{ при } M_D = M/\xi.$$

Коэффициент ξ определяют при гибкости верхнего пояса, подсчитанной по полной длине панели, что идет в запас прочности, так как при неразрезном верхнем поясе возможно определение гибкости по длине между нулевыми точками эпюры моментов.

2. Рассчитывают как разрезную балку с пролетом, равным длине панели (см. рис. 6.7б). Момент посередине длины панели от поперечной нагрузки при равномерно распределенной нагрузке

$$M_q = ql^2/8,$$

где l - проекция длины панели.

Момент от эксцентричного приложения нормальной силы

$$M_N = Ne.$$

Расчетный момент

$$M = M_q - M_N.$$

Проверку сечения производят так же, как в предыдущем случае, причем гибкость определяют по полной длине панели.

Нижний пояс. Раскосы прикрепляют с эксцентриситетом, равным расстоянию от центра узлового болта до оси уголка пояса (см. рис. 6.6.). Изгибающий момент в нижнем поясе при этом равен произведению разности усилий в соседних панелях нижнего пояса на значение эксцентриситета. Разность усилий определяют при временной нагрузке (снеговой) на всем пролете, на левой и правой половинах фермы. Для всех трех случаев подсчитывают изгибающий момент и растягивающее усилие и проверяют напряжение в нижнем поясе по формуле сложного сопротивления как для растянуто-изгибаемого стального стержня.

Решетка. Сжатые элементы решетки проверяют на продольный изгиб, а растянутые - на растяжение по площади нетто с учетом ослаблений.

Глава 6.4. Сегментные фермы

Верхний пояс клееных сегментных ферм очерчен по дуге окружности и разбит на панели крупных размеров. В современном строительстве применяют главным образом металлодеревянные сегментные фермы с клееным верхним поясом и с прямолинейным нижним поясом из профильной или круглой стали (рис. 6.8.). Пролеты клееных ферм рекомендуется принимать до 36 м. Сегментные фермы можно изготавливать и значительно больших пролетов, а при обеспечении надлежащего контроля за качеством, нижние пояса выполнять клееными, причем очертание нижних поясов может быть не только прямолинейным, но и криволинейным (рис. 6.9.).

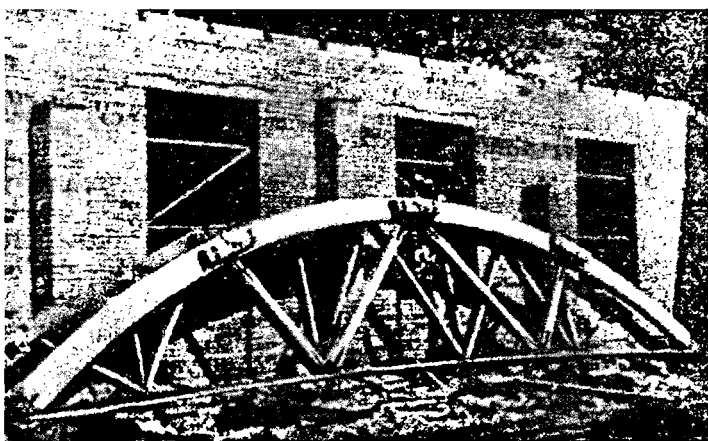


Рис. 6.8 Сегментная клееная ферма пролетом 18 м перед монтажом

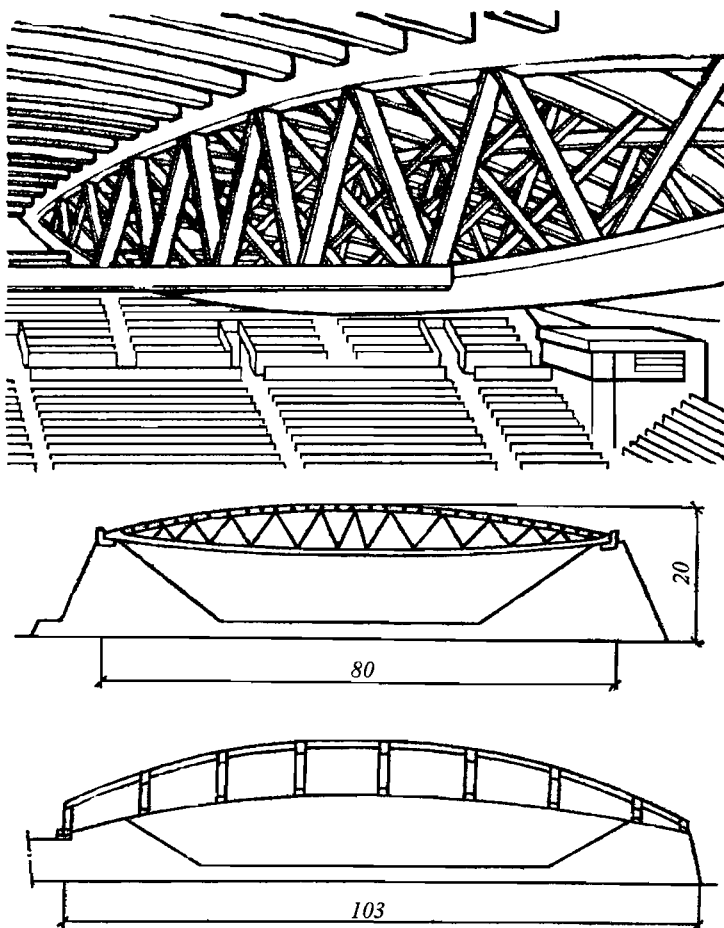


Рис. 6.9. Сегментная ферма пролетом 80 м с клееным верхним и нижним поясами

Для сегментных ферм с прямолинейным нижним поясом отношение высоты ферм к пролету принимать не менее $1/6$ в случае прямолинейного клееного и не менее $1/7$ в случае металлического нижнего пояса.

Верхний пояс сегментных ферм обычно изготавливают неразрезным на весь пролет, однако в некоторых случаях это невозможно осуществить по условиям транспортирования или заводской технологии. Тогда верхний пояс может быть изготовлен неразрезным на его половину или состоящим из отдельных блоков, соединяемых в узлах. Стыки гнутоклееных блоков выполняют непосредственным упором торцов или через сварные вкладыши в узлах, закрепленные от выхода из плоскости фермы.

В конструктивном отношении верхний пояс представляет собой пакет, склеенный из досок плашмя, имеющий прямоугольное сечение шириной b и высотой h . Верхним поясам сегментных ферм следует придавать строительный подъем, равный $1/200$ пролета.

Элементы решетки сегментных ферм изготавливают либо из брусьев, либо из клееной древесины.

Чем меньше элементов сходится в узле и чем меньше усилия в этих элементах, тем проще конструкция узлов. В этом отношении сегментные фермы являются выгодной конструкцией, так как в ней применяется треугольная решетка и в ней сходится не более двух элементов, которые центрируют в этих узлах.

Очертание верхнего пояса близко к кривой давления от нагрузки, равномерно распределенной по всему пролету, и усилия в решетке сравнительно малы. Число панелей верхнего и нижнего пояса, а следовательно, и число раскосов зависит от размера пролета. Следует стремиться использовать минимальное число панелей и принимать длину панелей верхнего пояса не менее 6 м. В табл. 6.1., рис. 1-4 показаны схемы сегментных ферм для пролетов 12-36 м.

Фермы пролетом до 24 м включительно желательно полностью изготавливать на заводе и доставлять на место установки в готовом виде.

Конструкция узлов верхнего пояса различна при разрезном и неразрезном поясе (рис. 6.10.). В обоих случаях к концам раскосов прикрепляют на болтах металлические пластинки-наконечники, имеющие в свободном конце отверстие для узлового болта.

При разрезном верхнем поясе в его стыке помещают металлический вкладыш (см. рис. 6.10.), зажатый между сходящимися в узле торцами элементов верхнего пояса. Узловой болт расположен в центре вкладыша. Усилия от раскосов через пластинки-наконечники воспринимаются узловым болтом, который передает их равнодействующую на металлический вкладыш, а последний - на верхний пояс. Стык верхнего пояса перекрыт деревянными накладками на болтах. Работа узлового болта в металле с последующим распределением усилия по большой поверхности соприкосновения вкладыша с торцами верхнего пояса, шарнирность в присоединении элементов решетки и простота сборки - положительные особенности данного решения узла.

Узел разрезного верхнего пояса может не иметь металлического вкладыша. В этом случае торцы панелей верхнего пояса упираются один в другой. Стык перекрывается парными деревянными накладками на болтах. Между панелями верхнего пояса и парными накладками в специально выбранных в накладках пазах помещают наконечники раскосов, выполненные из полосовой стали. Наконечники крепятся к верхнему поясу и к парным накладкам узловым болтом, который, хотя фактически работает как четырехсрезный болт, в расчете обычно рассматривают как трехсрезный болт (этим учитывают разрезность верхнего пояса в месте расположения болта).

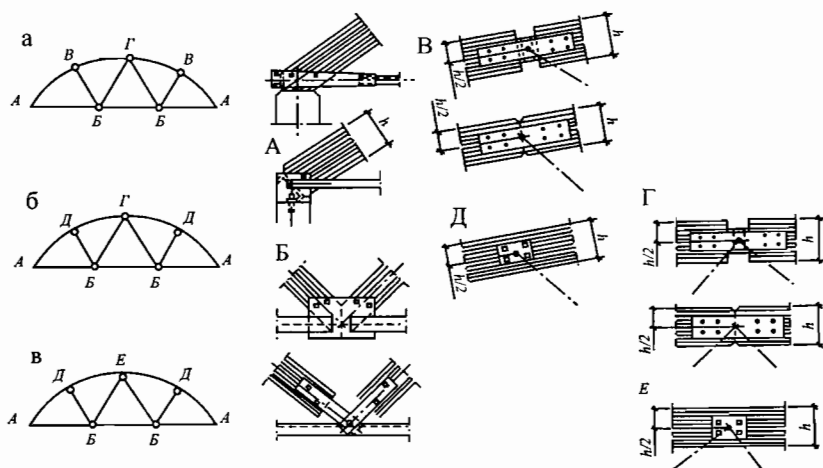


Рис. 6.10. Конструкция узлов клееных сегментных ферм с разрезным и неразрезным верхним поясом: а - ферма с разрезным верхним поясом, состоящим из отдельных блоков, соединяемых в узлах; б - ферма с неразрезным верхним поясом на половине пролета; в - ферма с неразрезным верхним поясом на весь пролет.

В случае сегментных ферм с неразрезным верхним поясом рекомендуется нижний пояс разбивать на панели одинаковой длины. Верхний пояс таких ферм следует разбивать так, чтобы первые от узла панели не превышали 0,7 длины остальных панелей одинаковой длины.

При неразрезном верхнем поясе конструкция его узлов несколько меняется, хотя основной принцип решения остается неизменным (см. рис. 6.10.). Узловой болт проходит через отверстие в металлических пластинках-накладках, прикрепленных к верхнему поясу с обеих сторон в месте узла с помощью стальных нагелей.

Элементы решетки к верхнему поясу обычно прикрепляют с помощью стальных пластинок-наконечников. Последние соединяются с элементами решетки глухими стальными нагелями. В этом случае отверстия в металлических пластинках-наконечниках могут быть просверлены заранее. При использовании сквозных нагелей отверстия для них надо одновременно сверлить в металлических пластинках-наконечниках и в деревянном верхнем поясе, что вызывает известные затруднения. При отдельном сверлении отверстия в металле и дереве могут не совпадать. Только при высоком уровне механизации изготовления ферм и применении точных шаблонов и кондукторов (как это делается в металлических фермах, собираемых, например, на болтах) можно добиться хорошего качества раздельного сверления. Раскосы неразрезного верхнего пояса имеют такую же конструкцию, как и разрезного.

Как и при разрезном верхнем поясе, равнодействующая усилий, сходящихся в данном узле раскосов, передается металлическими пластинками-наконечниками на узловой болт, от него на узловые металлические накладки, а от них рассредоточена металлическими нагелями на верхний пояс. Воспринимаемые нагелями усилия действуют под углом к волокнам верхнего пояса, что должно учитываться в расчете.

Некоторые возможные варианты конструктивного решения промежуточных узлов нижнего пояса приведены на рис. 6.10. В первом варианте промежуточного узла нижнего пояса к профильным элементам пояса приварены фасонки из полосовой стали. Раскосы размещают между фасонками и прикрепляют к ним монтажными болтами или глухими нагелями. Все элементы ферм в узле центрируют.

Во втором варианте промежуточного узла нижнего пояса сверху к профильным элементам пояса приваривают узловую шпильку с резьбой по обоим концам для крепления пластинок-наконечников раскосов.

Из рассмотренных вариантов промежуточных узлов нижнего пояса предпочтителен вариант с применением узловой шпильки, в котором наилучшим образом создается шарнирность в узле, а также обеспечивается удобство сборки. Тем не менее, в расчете необходимо учесть эксцентричное решение узла.

Основные варианты опорных узлов сегментных клееных ферм представлены на рис. 6.10.

При определении расчетных усилий в элементах сегментных ферм рассматривают соответствующие сочетания приложения постоянных и временных нагрузок (рис. 6.11.).

Традиционный расчет клееных сегментных ферм с разрезным верхним поясом начинают с определения продольных усилий в элементах ферм от узловой расчетной нагрузки. Криволинейный верхний пояс заменяют при этом ломаным - узлы верхнего пояса соединяют прямыми линиями-хордами, исходя при этом из предположения шарнирности узлов. Комбиниро-

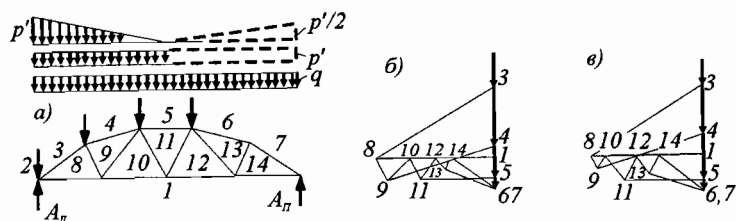


Рис. 6.11. Определение продольных усилий в элементах сегментной фермы построением диаграмм Кремоны: а - схема фермы (криволинейный верхний пояс заменен многоугольным) и нагрузок; б - диаграмма от нагрузки, распределенной по закону треугольника на левой половине фермы; в - то же, от равномерно распределенной нагрузки на левой половине фермы; q - снеговые нагрузки; p - постоянная нагрузка

ванием полученных усилий определяют максимальные расчетные продольные усилия.

Верхний пояс. Вследствие криволинейности верхнего пояса и расположения нагрузки между узлами он работает как сжато-изгибаемый стержень. Принятое сечение проверяют по формуле:

$$\sigma_c = N/F_{\text{расч}} + M_D/W_{\text{расч}} \leq R_c,$$

где $M_D = M/\xi$ - изгибающий момент в стержне, определенный из расчета по деформированной схеме.

Расчетный момент M в панели верхнего пояса вычисляют как сумму моментов от поперечной нагрузки M_0 и момента M_N от продольной силы N , возникающего за счет выгиба панели.

$$M = M_0 - M_N.$$

В случае разрезного верхнего пояса, загруженного равномерно распределенной нагрузкой (рис. 6.12.).

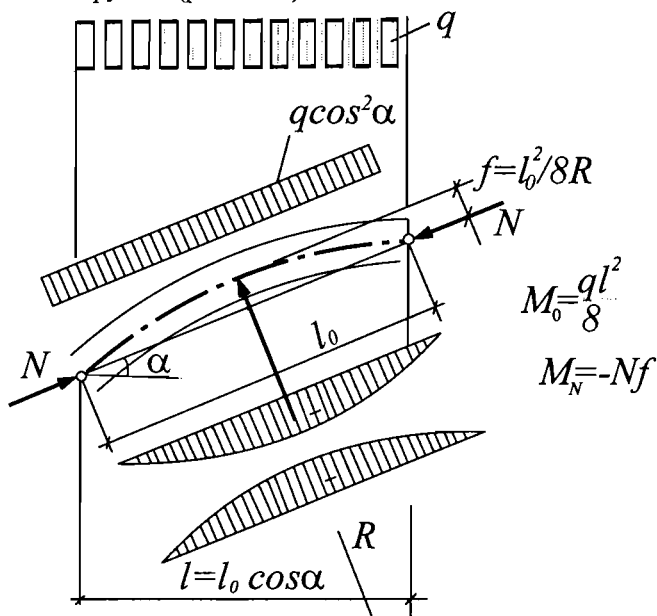


Рис. 6.12. Расчетная схема панели клееной сегментной фермы с разрезным верхним поясом

$$Mq = (ql^2/8) - Nf,$$

где l - проекция длины панели l_0 ; f - стрела выгиба панели, приближенно определяемая по формуле $f = l_0^2 / 8R$; R - радиус кривизны верхнего пояса.

Нижний пояс и решетка. Металлический нижний пояс проверяют на растяжение по площади нетто, т.е. с учетом ослаблений от отверстий для узловых болтов. В случае эксцентричного крепления решетки в узлах нижнего пояса необходимо в расчетах учесть влияние возникающего при этом дополнительного изгибающего момента в нижнем поясе. Сжатые раскосы рассчитывают на продольный изгиб с расчетной длиной, равной длине раскоса между центрами узлов фермы; растянутые - на растяжение с учетом имеющихся ослаблений.

Металлические пластинки-наконечники рассчитывают на продольный изгиб. Их расчетную длину принимают равной расстоянию от узлового болта до ближайшего болта в пластине. Для уменьшения продольного изгиба пластинок-наконечников их стягивают дополнительным болтом, который ставят у торца деревянной части раскоса со стороны пояса.

Узловой болт, на который надевают пластинки-наконечники раскосов, рассчитывают на восприятие силы R , равной равнодействующей усилий сходящихся в узле раскосов. Усилие надо определять при невыгодных для расчета болта сочетаниях узловой расчетной нагрузки.

Проверке подлежит прочность болта на изгиб, срез, сжатие и смятие древесины в нагельном гнезде и т.д.

В настоящее время расчет сегментных ферм с разрезным клееным верхним поясом, а тем более с неразрезным, ведут с использованием компьютера по специально составленным программам. В основу расчета кладется метод конечных элементов. С помощью компьютера получают все необходимые в расчете сведения о любой исследуемой точке конечного элемента фермы: изгибающий момент, продольная сила, поперечная сила, перемещение и т.д.

Автоматизированно может быть выполнен практически весь проект сегментной фермы.

Глава 6.5. Дошчатые фермы и рамы с соединениями на металлических зубчатых пластинах

В современном строительстве находят применение дошчатые фермы различного очертания (треугольные, многоугольные, односкатные и т.д.) и рамы с соединениями на металлических зубчатых пластинах (МЗП), зубцы которых работают как нагели.

Пояса и решетки как ферм, так и рам изготавливают из досок (древесина сосны или ели 1-го и 2-го сортов по ГОСТ 24454) длиной от 2-6,5 м и шириной от 100-200 мм. Пролеты ферм составляют до 18 м.

Узловые соединения ферм осуществляют на пластинках с выштампованными зубьями, которые при заводском изготовлении ферм впрессовывают с двух сторон узла одновременно во все сходящиеся в нем деревянные элементы одинаковой толщины.

В зависимости от усилий сечения деревянных элементов применяют пластины соответствующих типоразмеров. Сборку дощатых конструкций производят на автоматизированных установках. Дощатые фермы и рамы (рис. 6.13 и рис. 6.15) с металлическими зубчатыми пластинами устанавливают в покрытиях с малым шагом (до 1 м). Монтаж ферм рекомендуется осуществлять блочным способом.

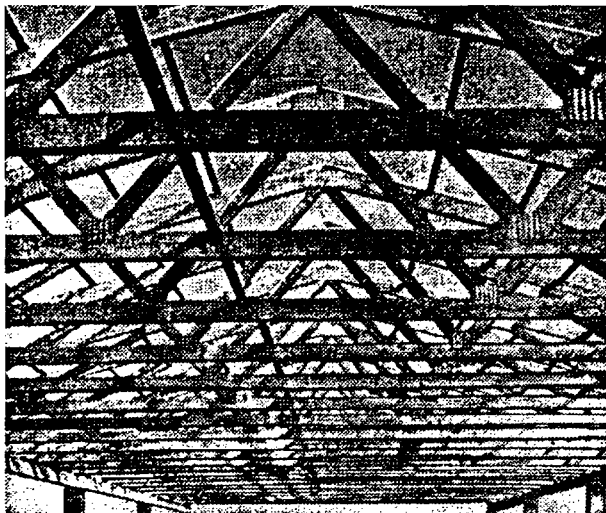


Рис. 6.13. Дощатые треугольные фермы с соединениями на металлических зубчатых пластинах

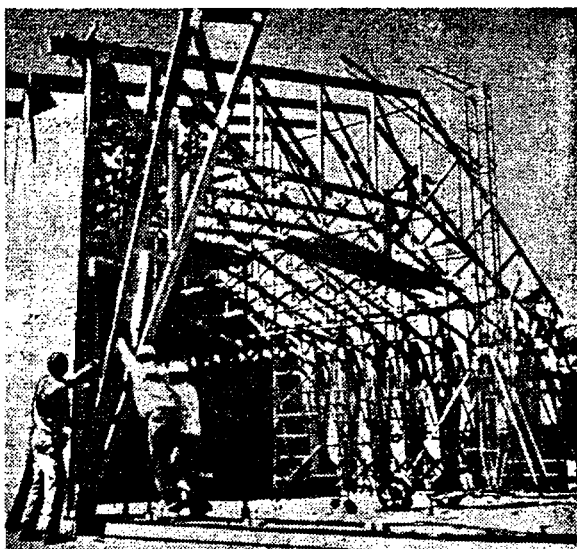


Рис. 6.14. Монтаж дощатых рам с соединениями на металлических зубчатых пластинах

Расчет и проектирование дощатых ферм и рам на металлических зубчатых пластинах производят согласно «Рекомендациям по проектированию и изготовлению конструкций с соединениями на металлических зубчатых пластинах» (М., ЦНИИСК им В.А.Кучеренко, 1983 г.).

К достоинствам дощатых ферм и рам с металлическими зубчатыми пластинками следует отнести: малую массу, низкую стоимость, простоту монтажа. Недостаток этих конструкций - малая огнестойкость.

Глава 6.6. Шпренгельные системы

Шпренгельными называются стержневые системы, состоящие из способных самостоятельно работать основных деревянных конструкций, но которые, кроме того, содержат дополнительные элементы, предназначенные для усиления основных элементов. Схемы простейших шпренгельных систем даны на рис. 6.15. Шпренгельные системы статически неопределимы.

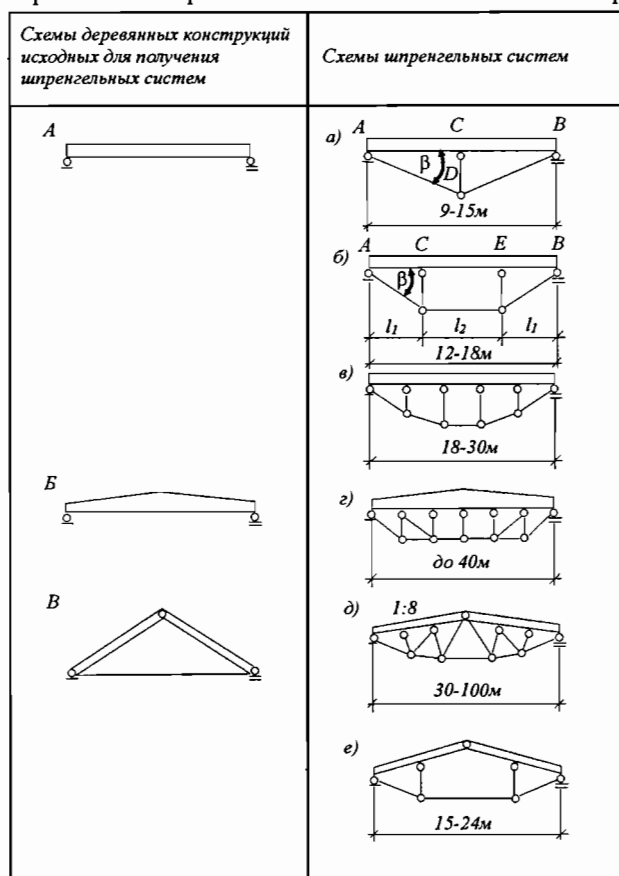


Рис. 6.15. Простейшие формы шпренгельных систем

Верхний пояс указанных на рисунке 6.15. шпренгельных систем выполняют из клееных деревянных блоков, брусев или бревен. Нижний пояс изготавливают из круглой стали или стальных профилей. Как правило, узлы нижнего пояса шпренгельных систем располагаются ниже отметки опорных узлов. Вследствие этого их нижние промежуточные узлы являются неустойчивыми и для устранения возможного выхода их из плоскости фермы осуществляют попарное закрепление конструкций вертикальными связями. Связи крепят к стойкам шпренгельных систем. Решетка шпренгельных систем обычно состоит из вертикально поставленных деревянных стоек.

Расчет шпренгельных систем. Усилия в стержнях системы вычисляют методами строительной механики. Сложные шпренгельные системы рассчитывают на компьютере.

Рассмотрим расчет шпренгельной балки (рис. 6.16.) при двух возможных схемах ее работы: а) проsadки на средней опоре нет и верхний пояс представляет собой неразрезную балку; в этом случае имеет место максимальный отрицательный момент на средней опоре; б) проsadка средней опоры такова, что изгибающий момент на ней равен нулю, момент в верхнем поясе представляет собой две однопролетные балки; в этом случае имеется максимальный положительный момент в пролете.

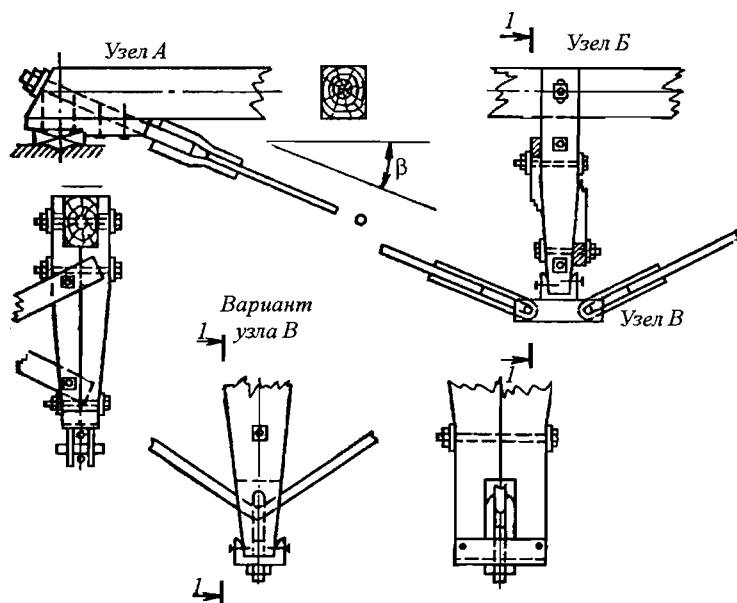


Рис. 6.16. Детали узлов шпренгельной балки с неразрезным верхним поясом

Расчет системы как неразрезной балки

Для уменьшения расчетного изгибающего момента нормальную силу N нередко на крайних опорах прикладывают с эксцентриситетом e . Тогда изгибающий момент на средней опоре при равномерно распределенной нагрузке будет (рис. 6.7.)

$$M_B = -ql^2/8 + Ne/2$$

Сжимающая нормальная сила в верхнем поясе

$$N - = 1,25ql/2 \operatorname{tg} \beta$$

Растягивающее усилие в нижнем поясе - подпругной цепи

$$U + = 1,25ql/2 \sin \beta$$

Сжимающее усилие в стойке (с учетом неразрезности верхнего пояса) $V - = 1,25ql$. Проверку сечения верхнего пояса проводят по формуле для сжато- изгибаемых стержней

$$\sigma_c = N/F_{\text{расч}} + M_D/W_{\text{расч}} \leq R_c,$$

где $M_D = M/\xi$.-

Расчетную гибкость стержня для определения коэффициента ξ подсчитывают по полной длине l .

Расчет системы при просадке средней опоры.

Расчетный момент в середине пролета l при равномерно распределенной нагрузке q и при наличии эксцентриситета e будет

$$M = (ql^2/8) - Ne$$

Сжимающая сила в верхнем поясе

$$N - = ql/2 \operatorname{tg} \beta$$

Растягивающее усилие в нижнем поясе - подпругной цепи

$$U + = ql/2 \sin \alpha$$

Сжимающее усилие в стойке

$$V - = ql.$$

Сечение верхнего пояса проверяют так же, как и в предыдущем случае, по формуле для сжато-изгибаемых стержней. Расчетную гибкость для определения коэффициента ξ подсчитывают по длине l .

Как видно из приведенных выражений, максимальные нормальные силы в верхнем поясе, нижнем поясе и стойке получаются при работе верхнего пояса как неразрезной балки, т.е. при отсутствии просадки среднего узла. Изгибающий момент следует рассчитывать для обоих рассмотренных случаев.

Для обеспечения надлежащей плотности соединений элементов шпренгельных систем осуществляют натяжение нижнего пояса, называемого подпружной цепью, которое достигается с помощью гаек в опорных узлах или натяжной муфты, либо опусканием подпружной цепи вдоль стойки с помощью специальной серьги (см. рис. 6.16.). Такое устройство не требует больших усилий для натяжения цепи и удобно для подтягивания ее во время эксплуатации.

Простейшими шпренгельными системами перекрывают пролеты 9-15 м, сложными шпренгельными системами - до 100 м.

При эксплуатации деревянных конструкций встречается необходимость их усиления. Одним из возможных способов усиления деревянных балок и треугольных распорных систем является превращение их в шпренгельные системы (см. рис. 11.6.).

Кроме шпренгельных систем в строительстве применяют треугольные фермы шпренгельного типа, по форме схожие со шпренгельными системами (см. рис. 6.15 а.). Однако в отличие от шпренгельных систем в фермах шпренгельного типа все узлы решают шарнирно и они являются статически определимыми.

Глава 6.7. Решетчатые распорные системы и стойки

Распорные системы

В конструкциях из дерева и пластмасс применяются распорные системы трех типов: распорные системы арочного очертания (Рис. 6.17а); распорные системы ломаного очертания (Рис. 6.17б); сквозные трехшарнирные рамы (Рис. 6.17в).

Распорные системы, выполненные из дерева, обычно делают трехшарнирными. Наиболее распространенными в строительной практике является первая группа, которая представляет собой сквозную арку. Отправными элементами этой арки являются две фермы сегментного очертания, которые на строительной площадке собираются в единую конструкцию. При этом коньковый узел арки получается путем шарнирного соединения соответственно правого и левого опорных узлов ферм. Распор в таких арках может восприниматься металлической затяжкой или непосредственно фундаментами.

При отсутствии базы для производства клееных деревянных элементов, вместо сегментных ферм для изготовления сквозных трехшарнирных арок могут быть использованы брусчатые фермы (Рис 6.18). Такими ар-

ками перекрываются пролеты от 20 до 40 м. Соединения элементов верхних поясов и прикрепления решеток в фермах, составляющих арку, выполняют аналогично узлам брусчатых ферм. Принципиальным отличием ферм, составляющих сквозные арки, от обычных ферм является то, что в первом случае в нижнем поясе фермы могут возникать сжимающие усилия, в то время как во втором нижний пояс всегда работает на растяжение. Из-за возможности появления в нижнем поясе усилий сжатия необходимо обеспечить устойчивость его из плоскости фермы. Она обеспечивается обычно постановкой связей в плоскости стоек ферм.

Определение усилий в элементах распорных систем проводится методами строительной механики с учетом возникающего в системе распора. При расчете сквозных арок дополнительно к стандартным сочетаниям нагрузок рассматривают случаи расположения временной нагрузки-снега на одной четверти и на трех четвертях пролета. В этих случаях в элементах решетки арки получают максимальные усилия.

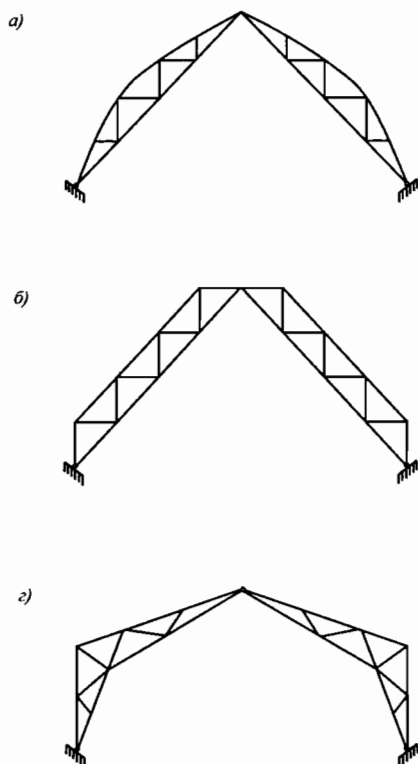
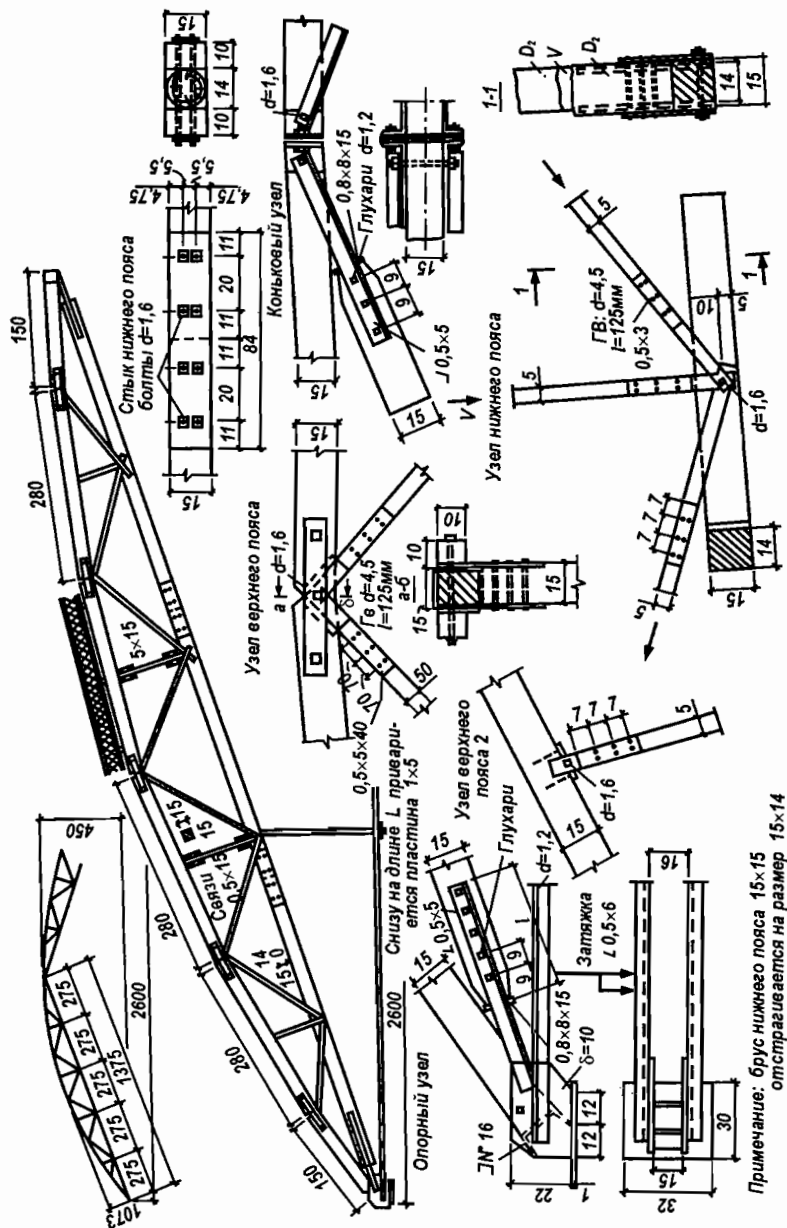


Рис. 6.17. Типы решетчатых распорных систем
а - арки; б - распорные системы треугольного очертания; г - рамы



Примечание: брус нижнего пояса 15x15
отстраивается на размер 15x14

Рис. 6.18. Трехшарнирная арка пролетом 26 м из брусчатых ферм

Решетчатые стойки

Решетчатые стойки применяют для придания зданию поперечной устойчивости, а также в конструкциях торцовых стен. Решетчатые стойки состоят из двух ветвей, каждая из которых крепится к фундаменту анкерными болтами. Стойки воспринимают вертикальные (вес конструкций покрытия, кровли и т.д.) и горизонтальные (от давления ветра и сил торможения крановой тележки) нагрузки.

В зданиях и сооружениях обычно применяют решетчатые стойки с параллельными ветвями (Рис. 6.19а). При наличии мостового крана решетчатые стойки могут быть ступенчатого очертания (Рис. 6.19б) с размещением их внутри здания. Применение решетчатых стоек треугольного очертания, располагаемых в виде контрфорсов снаружи здания, типично для более ранних построек.

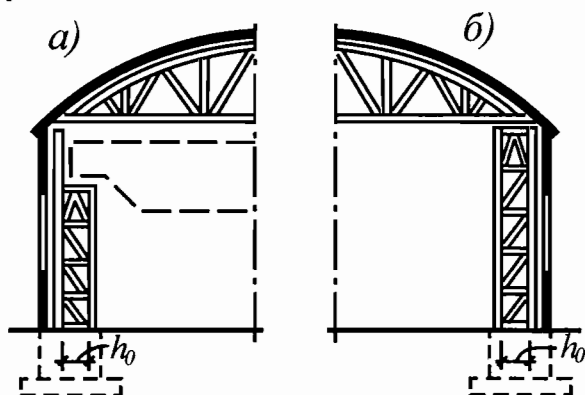


Рис. 6.19. Типы решетчатых стоек
а - с мостовым краном; б - без крана

Отношение расстояния между центрами ветвей в основании решетчатой стойки к ее высоте рекомендуется применять в пределах 1/5-1/8. Каждая ветвь решетчатой стойки может состоять из одного или двух брусев, составленных в направлении, нормальном к плоскости стойки. При одиночном сечении ветви применяют двойную решетку, охватывающую ветви с обеих сторон. Узлы стоек конструируют обычно с внецентренным присоединением элементов решетки к ветвям на болтах. Стойки закрепляют в фундаменты с помощью металлических анкеров из полосовой или круглой стали. Конструкция решетчатой стойки высотой 9,24 м приведена рис. 6.20.

Решетчатые стойки рассчитывают на вертикальную и горизонтальную нагрузки. При расчете на вертикальную нагрузку можно считать (пренебрегая продольными деформациями ветвей стойки), что нагрузка, приложенная к одной ветви, передается непосредственно на фундамент, не вызывая усилий во второй ветви стойки.

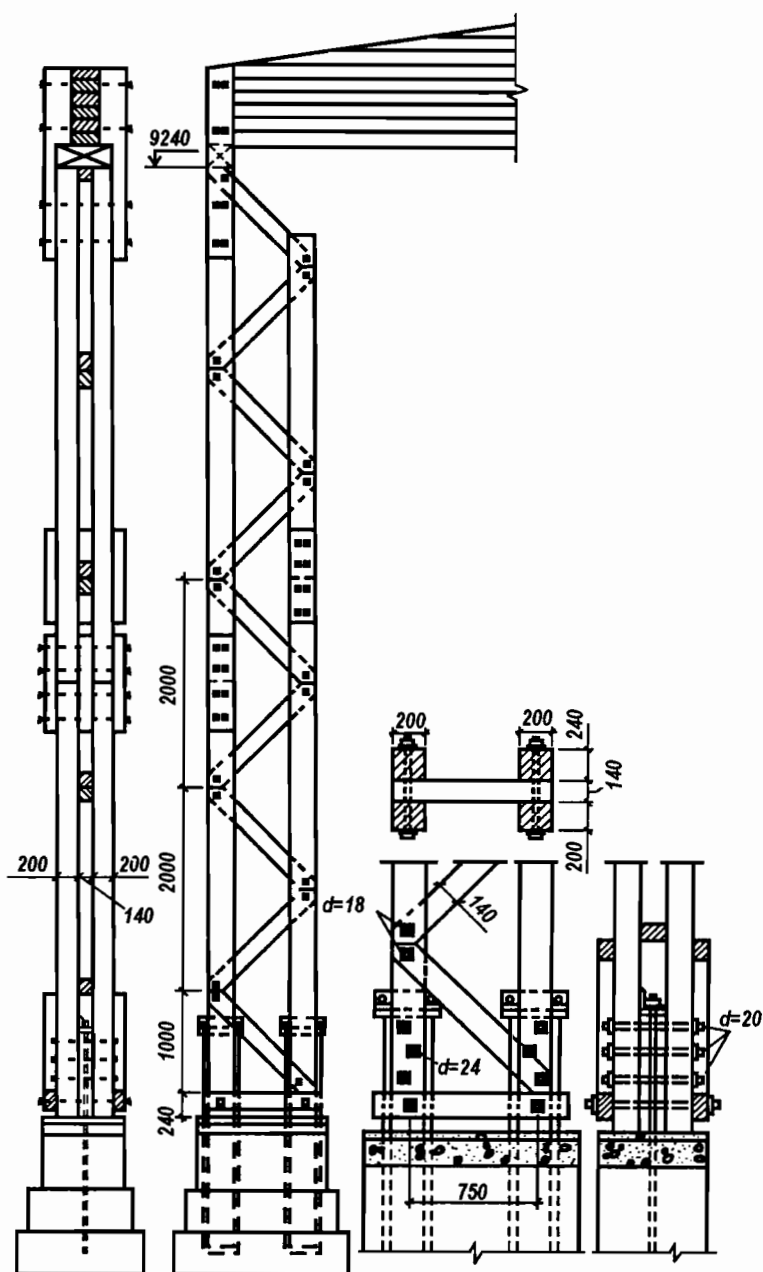


Рис. 6.20. Решетчатая стойка высотой 9,24 м

Две стойки, связанные поверху несущей конструкцией кровельного покрытия, образуют поперечную раму здания. Соединение ригеля со стойкой принимается шарнирный. Вследствие этого, при расчете на горизонтальную нагрузку следует учитывать взаимную связь стоек с ригелем и рассматривать в общем случае один раз статически неопределимую раму, состоящую из двух закрепленных в основании стоек, связанных шарнирно присоединенным ригелем.

При определении усилий в элементах решетчатой стойки от действия горизонтальных нагрузок ее рассматривают как консольную ферму, защемленную в фундаменте. Учитывая значительное расстояние между осями ветвей и обычно одинаковое их сечение, расчет можно вести по формуле:

$$N/F_{нт} + N_m/\xi F_{нт} \leq R_c,$$

где $F_{нт}$ - площадь сечения нетто одной ветви стойки; N - усилие в нижнем сечении одной ветви стойки от вертикальной нагрузки;

$N_m = M/h_0$ - сжимающее усилие от горизонтальных нагрузок, вызывающих изгибающий момент M у основания стойки.

Расчетную длину стойки при определении ее гибкости и коэффициента χ принимают равной удвоенной действительной длине.

Податливость связей, соединяющих решетку с ветвями стоек, учитывают при вычислении коэффициента ξ введением приведенной гибкости $l_{пр}$, считая гибкость отдельной ветви $l_1 = 0$. Число срезов связей (болтов, гвоздей) на один метр длины стойки определяют делением числа срезов в узле на длину панели стойки.

Устойчивость отдельной ветви стойки проверяют по формуле:

$$N/F_{бр} + M_d/W_{бр} \leq R_c \varphi_1,$$

где φ_1 - коэффициент продольного изгиба, определяемый по расчетной длине l_1 , равной расстоянию между узлами стойки; $F_{бр}$ - площадь сечения ветви брутто; $W_{бр}$ - момент сопротивления сечения ветви брутто;

$M_d = M/\xi$ - изгибающий момент в стойке, определяемый по деформированной схеме; M - изгибающий момент у основания стойки.

Расчет элементов стойки из плоскости рамы производят без учета изгибающего момента M , отдельно для каждой ветви стойки по расчетной длине, равной расстоянию между пространственными связями, раскрепляющими ветви. Если сечение ветви составное, то расчет ведут как для составного центрально-сжатого стержня. Усилия в элементах решетки определяют как в ферме с последующим делением на коэффициент ξ . Анкеры рассчитывают по максимальному растягивающему усилию в ветвях стойки при действии минимально возможной постоянной вертикальной и максимальной горизонтальной нагрузок.

Раздел 7. ОБЕСПЕЧЕНИЕ УСТОЙЧИВОСТИ И ПРОСТРАНСТВЕННОЙ НЕИЗМЕНЯЕМОСТИ ПЛОСКОСТНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Глава 7.1. Общие положения

Плоскостные конструкции (балки, арки, рамы, фермы и т. д.) предназначены для восприятия нагрузок, действующих в их плоскости. В зданиях или сооружениях различные плоскостные конструкции при взаимном соединении образуют пространственную конструкцию, которая должна обеспечить надежное восприятие внешних сил любого направления при наименее выгоднейшем сочетании их в соответствии с условиями эксплуатации. При этом передача усилий от одних частей сооружения на другие вплоть до его основания должна проходить без какого-либо нарушения пространственной неизменяемости, устойчивости, жесткости и прочности всей пространственной конструкции в целом и отдельных ее частей.

Кроме того, при транспортировании и монтаже сборных конструкций может возникнуть необходимость устройства специальных креплений, обеспечивающих неизменяемость, прочность и устойчивость этих конструкций.

Глава 7.2. Принципы проектирования конструктивного остова деревянного здания

Общая устойчивость остову деревянного здания может быть придана следующими способами, которые зависят от конструкции здания.

Первый способ. Поперечную и продольную устойчивость здания создают пространственным защемлением каждой из стоек каркаса в грунте. По верхним концам стоек укладывают обвязку, на которую опирают элементы покрытия, работающие, как правило, по балочной схеме (рис. 7.1). Во избежание перекашивания зданий, например, в связи с деформациями грунта, в местах защемления стоек в крайних пролетах продольных и торцовых стен, а также в промежуточных пролетах целесообразно устанавливать связи, создавая ячейки жесткости с интервалом 20-30 м (см. рис. 7.1, 7.2). Для увеличения срока службы такого здания необходимо нижнюю часть стоек, зарытую в землю, антисептировать, чтобы не было быстрого загнивания. Предпочтительнее нижние концы стоек располагать выше уровня пола и прикреплять их болтами или хомутами к сменяемым деревянным, а еще лучше - железобетонным пасынкам. Этот способ получил широкое распространение в строительстве временных зданий.

Второй способ. Поперечная устойчивость здания обеспечивается защемлением в фундаментах плоских деревянных стоек, решетчатых или клееных (см. рис. 7.2).

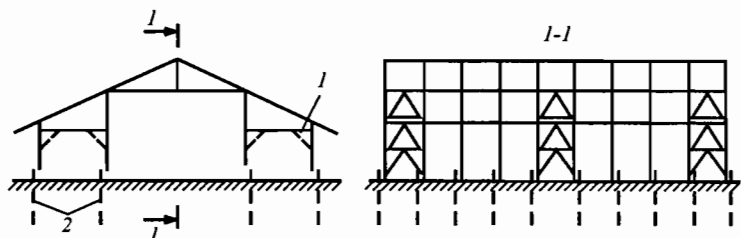


Рис. 7.1. Поперечное сечение деревянного каркасного здания с защемленными в земле стойками, имеющими на концах пасынки (деревянные антисептированные, железобетонные и металлические)

1 - подкосы; 2 - пасынки

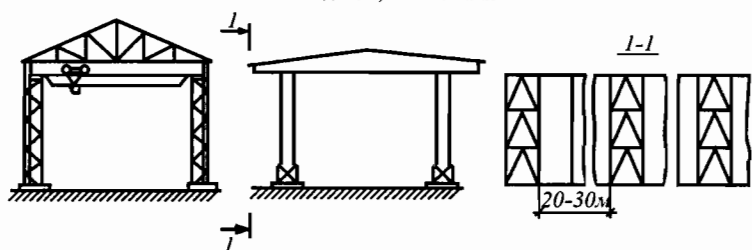


Рис. 7.2. Каркас здания с консольно защемленными в фундаментах стойками сплошной или сквозной конструкции

Прикрепление клееных стоек к фундаменту показано на рис. 7.3 (предложено Б.А.Освенским, МИСИ им. В.В.Куйбышева). Анкерами служат стальные полосы, заделываемые в фундамент и рассчитываемые на максимальное отрывающее усилие N_a , определяемое при наименее выгоднейшем сочетании нагрузок. К анкерным полосам приварены равнобокие уголки. В опорной части клееная стойка на длине $l_{ск}$, определяемой по расчету на скалывание с прижимом, имеет увеличенную высоту сечения для образования наклонных площадок смятия под углом $30-45^\circ$, на которые укладываются уголки. Сквозь консольные части уголков с двух сторон стойки проходят перекрестные тяжи с нарезкой на обоих концах. В месте пересечения они приварены к стальным пластинкам, прилегающим вплотную к боковым граням клееной стойки.

Усилие в тяже определяют по формуле

$$N_T = N_a / 2 \cos \alpha;$$

где N_a - усилие в анкерной полосе
усилие, воспринимаемое площадкой смятия;

$$N_{CM} = 2N_T;$$

площадка скалывания воспринимает усилие .

$$N_{СК} = N_a.$$

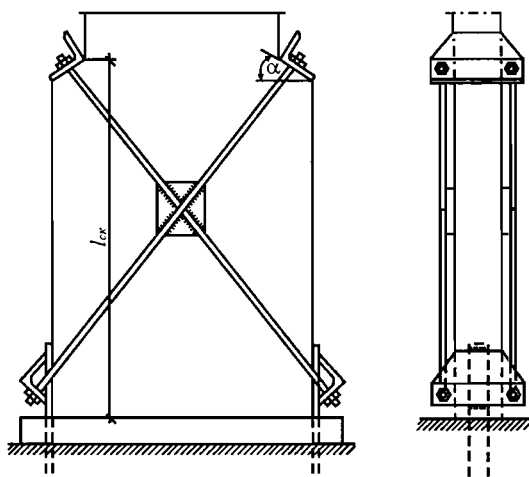


Рис. 7.3. Способ защемления деревянных клееных стоек

Продольную устойчивость здания с плоскими стойками обеспечивают постановкой связей в вертикальной плоскости продольных наружных стен и между внутренними стойками, если таковые имеются, в продольном направлении. Для неизменяемости каркасных торцовых стен в их крайних пролетах также ставят аналогичные связи.

Третий способ. Поперечную устойчивость здания обеспечивают, применяя простейшие комбинированные и подкосные системы, рамные системы или арочные конструкции, передающие распор непосредственно на фундаменты (см. разделы 5,6).

Продольная устойчивость здания может быть создана постановкой связей по продольным линиям стоек (рис. 7.4). Стеновые щиты при этом располагают с наружной стороны стоек. Продольную устойчивость зданию с арочными конструкциями, опертыми непосредственно на фундаменты, придают связи, расположенные в конструкции кровельного покрытия, а пространственную устойчивость нижним кромкам клееных поясов - поперечные связи, соединяющие арки попарно.

Четвертый способ. Устойчивость каркасного здания при шарнирном опирании стоек на фундаменты и шарнирном примыкании их к элементам покрытия можно создать лишь в том случае, если конструктивные элементы покрытия и стен не только будут достаточно прочными, жесткими и устойчивыми для восприятия всех действующих на них нагрузок, но и создадут неизменяемые, жесткие и устойчивые диафрагмы, образуя тем самым неизменяемую, жесткую и устойчивую пространственную коробку. Для этого в плоскости покрытия можно использовать применяемый в качестве основы под рулонную кровлю щитовой настил, связанный гвоздями с прогонами; в стенах могут быть использованы косые обшивки или специальные связи между стойками каркаса (см. рис.7.2 и 7.4).

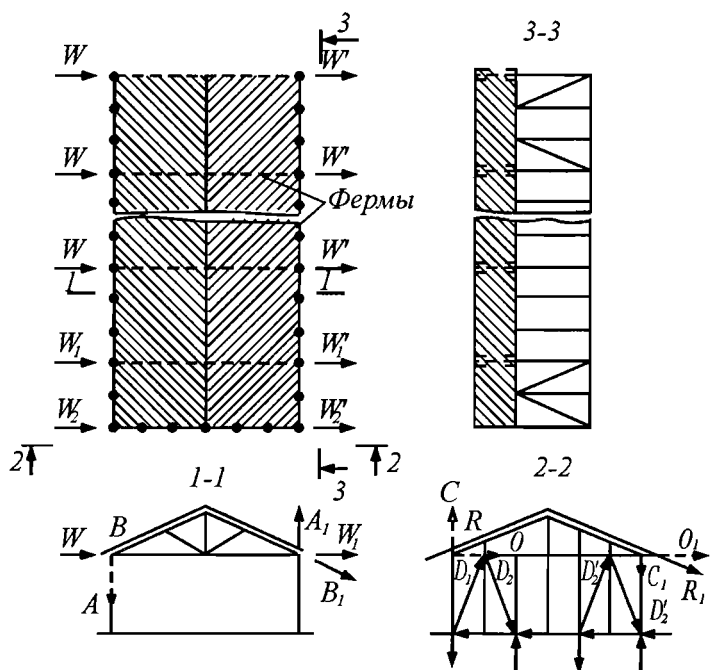


Рис. 7.4. Схема каркасного здания при шарнирном опирании стоек на фундаменты и шарнирном примыкании к элементам кровельного покрытия

Участие ограждающих частей здания в обеспечении его пространственной устойчивости возможно только при относительно малых размерах здания и требует проверки расчетом.

Устойчивость и жесткость зданий, собираемых из готовых щитов дощато-гвоздевой или клефанерной конструкции заводского изготовления, перекося которых предотвращается устройством внутренних раскосов, диагональной обшивкой или оклейкой фанерой, может быть обеспечена жесткой горизонтальной диафрагмой чердачного перекрытия или наклонным кровельным покрытием, надежно сопротивляющимся перекосу стен. Для этого необходимо, чтобы жесткость и устойчивость поперечных стен была достаточной для восприятия в своей плоскости горизонтальных сил от ветра, передающихся от продольных стен через горизонтальную диафрагму (рис. 7.5). При этом щиты продольных стен, непосредственно воспринимающих ветровую нагрузку, работают как однопролетная плита, опертая внизу на фундамент, а сверху на горизонтальную диафрагму. Щиты поперечных стен, параллельных направлению ветра, работают в своей плоскости на перекося и опрокидывание.

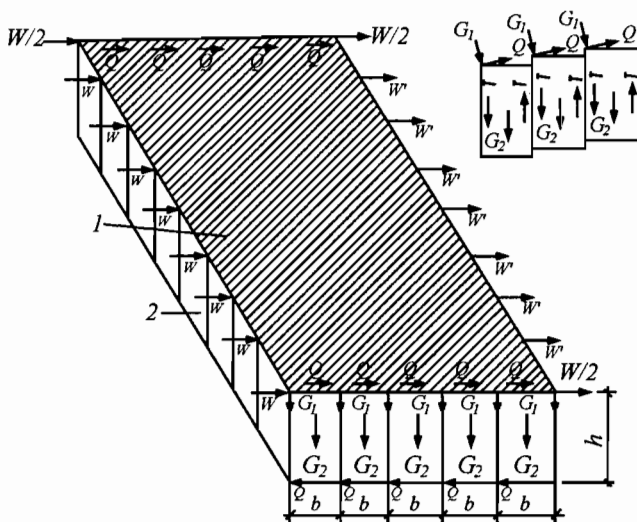


Рис. 7.5. Расчетная схема работы стеновых щитов на ветровую нагрузку

Рассматривая устойчивость поперечной стены как суммарную устойчивость составляющих ее щитов, связанных между собой нащельниками на гвоздях, определяем расчетное ветровое давление, воспринимаемое поперечной стеной

$$Q = \frac{(W_1 + W_2)}{2n} \leq \frac{1}{h} \left(G_1 b + \frac{G_2 b}{2} + n_{гв} T_{гв} b \right) \frac{1}{k_3}$$

где n - число щитов в поперечной стене; G_1 - постоянная вертикальная нагрузка от веса перекрытия и кровли, передающаяся через верхнюю обвязку на один щит; G_2 - вес одного щита; b - ширина щита; h - высота стены; $T_{гв}$ - расчетное усилие, воспринимаемое одним гвоздем; $n_{гв}$ - количество гвоздей, прикрепляющих нащельник к одному щиту; W_1 - ветровая нагрузка с наветренной стороны на 1 м длины верхней обвязки продольной стены; W_2 - то же, с заветренной стороны; l - расстояние между поперечными стенами; k_2 - коэффициент запаса на опрокидывание, принимаемый 1,4.

Глава 7.3. Пространственные связи в покрытиях

Ветровое давление, передающееся на деревянную торцовую стену каркасной конструкции небольшой высоты, распределяется между фундаментом и верхним покрытием с помощью работающих на изгиб вертикальных стоек каркаса (см. рис. 7.4). Конструкция покрытия в этом случае должна передавать ветровое давление через верхнюю обвязку продольным стенам, которые, в свою очередь, должны иметь в своей плоскости связи, рассчитанные на передачу этих усилий фундаментам. При устройстве в качест-

ве основы под рубероидную кровлю щитового перекрестного настила покрытие превращается в неизменяемую и жесткую диафрагму. В этом случае расчет сводится к проверке прочности:

а) прикрепления верхних концов стоек каркасной стены к прогонам на передачу ветрового давления;

б) гвоздевой пришивки прогонов к щитовому настилу, скрепленному диагональными элементами;

в) соединения гвоздями обоих щитовых настилов для перекрытия их стыков, расположенных вразбежку;

г) прикрепления настила, связанного с диагональными элементами, к верхней обвязке каркасных деревянных стен.

Указанное решение покрытия обеспечивает хорошее закрепление плоских деревянных конструкций в проектном положении.

Жесткость покрытий с одинарным настилом или с обрешеткой без диагональных элементов недостаточна для восприятия ветровой нагрузки и закрепления плоскостных деревянных конструкций в проектном положении. В этом случае при наличии деревянных каркасных стен необходимо устройство в плоскости верхних поясов несущих конструкций горизонтальных связей, располагаемых в торцовых частях здания и по его длине на расстоянии не более 20 м (рис. 7.6).

Для покрытия, выполненного из разрезных кровельных панелей, жестких и неизменяемых в своей плоскости, требуется установка монтажных связей, которые прикрепляют непосредственно к основной несущей конструкции (рис. 7.6, б).

Горизонтальные связи, воспринимающие ветровую нагрузку, образуют в плоскости верхних поясов двух соседних несущих конструкций решетчатую ферму, которая передает действующие в ее плоскости усилия на продольные стены. При жестких торцовых стенах, воспринимающих ветровую нагрузку, и небольшой длине здания (до 20 м) устойчивость плоских деревянных конструкций может быть создана прогонами кровли, надежно скрепленными с верхним поясом фермы и заанкеренными своими концами в торцовые каменные стены (рис. 7.7). При этом стыки разрезных или консольно-балочных прогонов должны быть перекрыты накладками на гвоздях.

В средней части зданий большой протяженности, кроме того, устраивают горизонтальные связи (см. рис. 7.6) на расстоянии около 20 м от торцевой стены и одни от других.

На рис. 7.8 показана пространственная схема здания с покрытием по пятиугольным фермам; в торце здания сделан проем для ворот. Ветровую нагрузку, приходящуюся на площадь F_1 , воспринимают нижние опорные устройства раздвижных ворот. Давление на площадь F_3 передается через прогоны бесчердачному покрытию, а давление на площадь F_2 воспринимается специальной горизонтальной надворотной фермой, подвешенной к основным фермам на уровне затяжек и передающей ветровую нагрузку продольным стенам здания.

Кровельное покрытие, воспринимающее давление ветра с площади F_3 , не примыкает непосредственно к настенному брусу. Для передачи этого ветрового давления на настенный брус в панелях фонаря должны быть предусмотрены связи. Для большей светопрозрачности фонаря такие связи часто выполняют перекрестными из круглой стали (рис. 7.9).

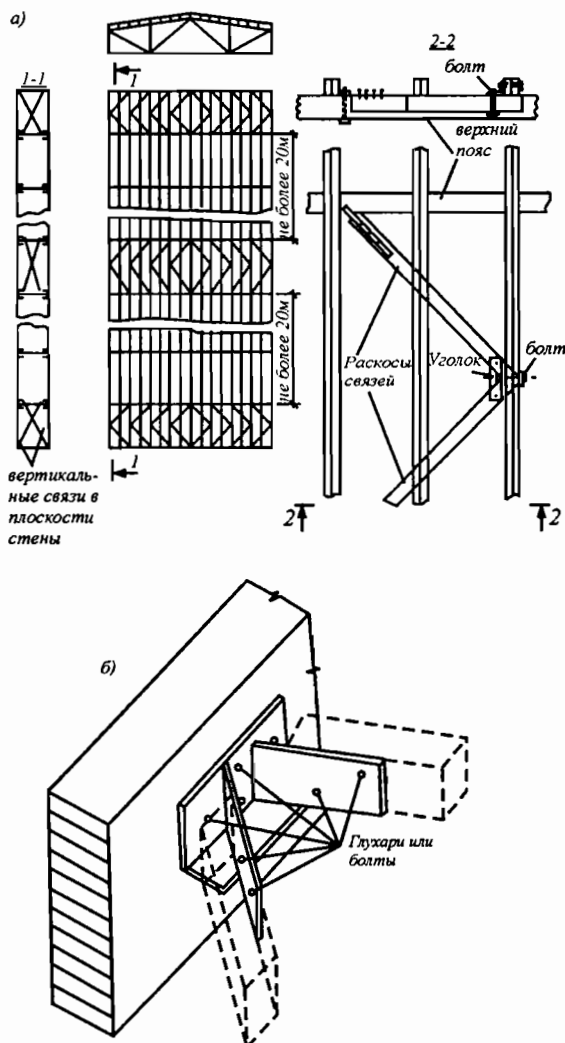


Рис. 7.6. Торцовые и промежуточные связи, расположенные в плоскости верхних поясов конструкции:

а - для варианта с неразрезными прогонами; б - для разрезных кровельных панелей

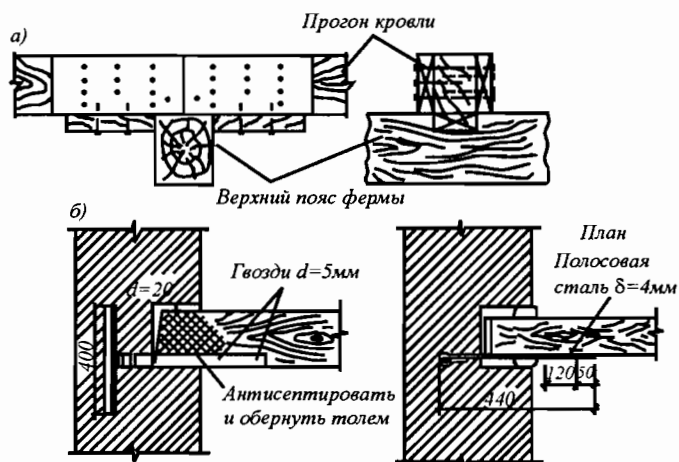


Рис. 7.7. Примеры крепления прогонов кровли
а - к ферме; б - к торцовым стенам

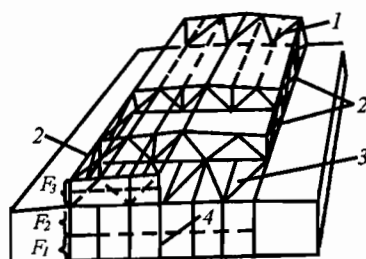


Рис. 7.8. Устройство ветровых связей при покрытии по пятиугольным фермам
1 - связи в плоскости покрытия (такие же связи должны быть с противоположного конца, (на рисунке не показаны); 2 - вертикальные связи см. рис. 7.9.;
3 - надворотная ветровая ферма; 4 - ворота

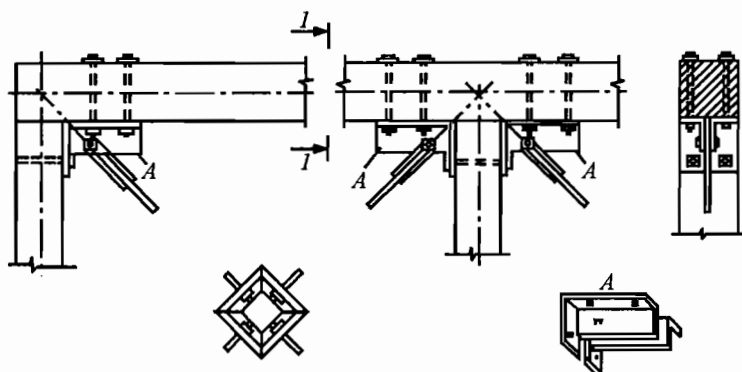


Рис. 7.9. Перекрестные связи световой плоскости фонарей (к рис. 7.8.)

Глава 7.4. Обеспечение пространственной устойчивости плоскостных деревянных конструкций

Рассмотренные ранее пространственные крепления, воспринимающие ветровые усилия, в то же время служат для предупреждения выпучивания сжатого контура плоскостных деревянных конструкций. В большинстве случаев сжатый пояс в них раскрепляют прогонами кровли, которые должны быть прочно прикреплены к верхнему поясу, и настилам кровли. Различные способы крепления описаны в п. 7.3, а также показаны на рис. 7.7, а.

В арочных конструкциях помимо верхних (сжатых) поясов следует раскреплять и нижние сжатые пояса арок, а в некоторых рамных конструкциях - внутренний контур рамы, который может быть сжат на всей своей длине или на части ее, особенно при несимметричном приложении нагрузок. Нижние пояса раскрепляют (при пространственно устойчивом верхнем покрытии) устройством вертикальных связей. Учитывая деформации в соединениях связей, за расчетную длину сжатого нижнего пояса при проверке его устойчивости следует принимать расстояние между связями, увеличенное на 25 %.

Основным типом поперечных вертикальных связей являются жесткие связи, соединяющие попарно вдоль здания соседние конструкции (рис. 7.10). Вертикальные связи не следует делать непрерывными по всей длине здания, так как при обрушении по какой-либо причине одной из несущих конструкций она перегрузит через связи соседние конструкции, что может привести к последовательному обрушению всего покрытия.

Устройство вертикальных связей в виде подкосов (рис. 7.10, б) нецелесообразно. Если по длине здания будет действовать снеговая нагрузка различной интенсивности (рис. 7.10, в), то подкосы не предупредят, а наоборот, будут способствовать выпучиванию закрепляемого ими пояса фермы.

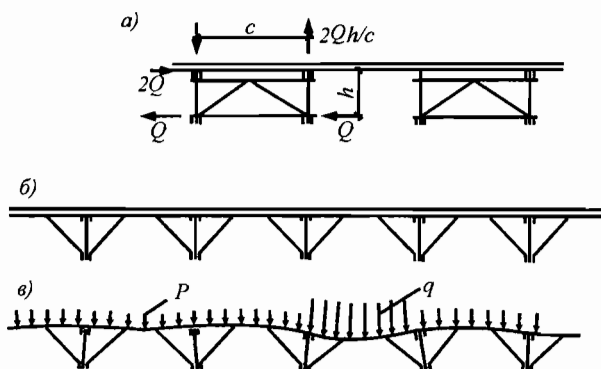


Рис. 7.10. Вертикальные поперечные связи: а - правильно; б, в - неправильно

Связи рассчитывают на усилия, направленные перпендикулярно плоскости раскрепляемой конструкции $q_{св}$. В случае раскрепления верхнего сжатого пояса ферм связями, расположенными в плоскости покрытия, расстояние между узлами закрепления b устанавливают в соответствии с условиями гибкости пояса из плоскости фермы. При этом каждый узел закрепления рассчитывают на силу $Q = bq_{св}$. Значение $q_{св}$ определяют по формулам:

а) в покрытиях по фермам, однопролетным балкам и пологим аркам ($f/l \leq 1/6$)

$$q_{св} = 0,03q(n+1)/2t \quad (7.1)$$

б) в покрытиях по трехшарнирным рамам и высоким аркам ($f/l \leq 1/6$)

$$q_{св} = 0,0015q_{св}(n+1)/2t \quad (7.2)$$

в) в покрытиях по консольным балкам и рамам при положительном изгибающем моменте в пролете

$$q_{св} = 0,001q_{св}(n+1)/2t \quad (7.3)$$

при отрицательном изгибающем моменте в пролете

$$q_{св} = 0,005q_{св}(n+1)/2t \quad (7.4)$$

Узловую нагрузку на связевую поперечную ферму или на точку крепления элементов покрытия к несущим конструкциям определяют по формуле

$$P_{св} = q_{св}S_{св} \quad (7.5)$$

$q_{св}$ - расчетная равномерно распределенная вертикальная нагрузка на 1 м горизонтальной проекции несущей конструкции покрытия, Н/м; при наличии иных видов нагрузок они должны быть приведены к эквивалентной по всему пролету;

n - общее число основных несущих конструкций на всю длину здания в рассматриваемом пролете;

t - общее количество связевых ферм на общую длину здания в одном пролете

$S_{св}$ - горизонтальная проекция длины панели связевой фермы или расстояния между точками крепления элементов покрытия к несущим конструкциям, м

При раскреплении нижних поясов ферм арочной конструкции попарно поперечными связями (рис. 7.11, а) последние воспринимают, таким образом, горизонтальные силы Q от двух смежных поясов и передают их в плоскости верхних поясов или на жесткую систему кровельного покрытия, образуемую щитовым настилом, либо на ветровые фермы или специальные связи.

Близко расположенные друг от друга арочные или рамные конструкции иногда соединяют попарно решетчатыми связями, располагаемыми в плоскости нижних сжатых поясов (рис. 7.11, б). Такие связи рассчитывают как горизонтальные фермы, имеющие пролет, равный длине нижнего пояса полуарки. Такое решение связей менее рационально. При этом связи по верхнему поясу должны быть рассчитаны на восприятие не только горизонтальных сил от закрепляемых узлов верхнего пояса, но и от реактивных сил в верхнем шарнире и от горизонтальных ферм по нижнему поясу.

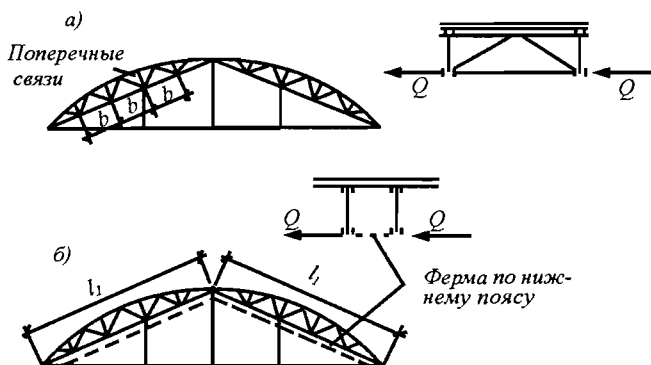


Рис. 7.11. Схемы связей

а - поперечные связи; б - связи, располагаемые в плоскости сжатых нижних поясов

Если к одной системе связей прикреплены сжатые контуры нескольких плоских конструкций, то усилия, передающиеся на узлы связей, принимают равными nQ (n -количество раскрепляемых конструкций).

Бывают случаи, когда даже при отсутствии активных сил, действующих перпендикулярно плоскости конструкции, приходится принимать меры к пространственному креплению ее растянутого контура. Примером таких конструкций являются шпренгельные системы (рис. 7.12).

Шпренгельные конструкции характеризуются пониженным по отношению к линии опор расположением нижнего пояса в средней части пролета и по крайней мере одним переломом в его очертании - в месте расположения сжатой стойки. Если при этом верхний пояс расположен выше уровня опор, то равновесие узла Г устойчивое (рис. 7.12, а). При отклонении узла Г из плоскости системы он стремится вернуться в прежнее положение. Если верхний пояс расположен ниже уровня опор, узел Г находится в неустойчивом положении (рис. 7.12, в). При прямом верхнем поясе равновесие узла Г становится безразличным (рис. 7.12, б).

На практике применяют шпренгельные конструкции с расположением верхнего пояса по схемам, приведенным на рис. 7.12, а, б. Однако неизбежный прогиб под максимальной нагрузкой превращает схему б в схему в и узел Г становится также неустойчивым. Поэтому варианты б и в требу-

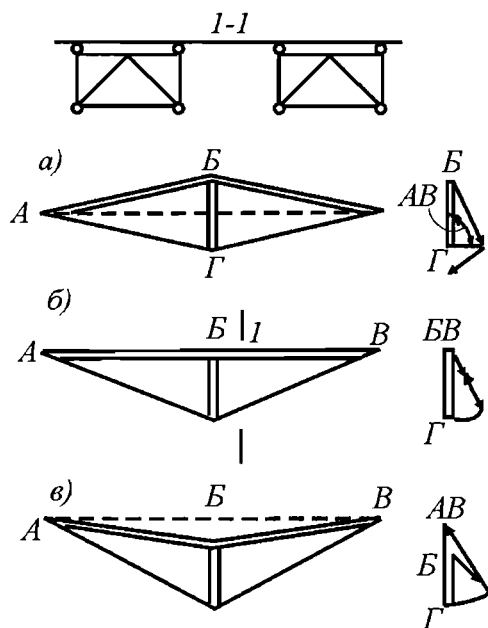


Рис. 7.12. Условия устойчивости и пространственное крепление узла Γ нижнего пояса шпренгельных рам

ют обязательного устройства вертикальных связей. Устройство вертикальных связей необходимо при любой схеме конструкции, если к нижнему поясу ее приложены активные силы, действующие перпендикулярно ее плоскости, например, силы торможения от подвесного транспортного оборудования. Во многих случаях сечения элементов связей приходится назначать по конструктивным соображениям, при этом предельная максимальная гибкость элементов не должна превосходить 200.

При применении в конструкции покрытия кровельных панелей последние могут быть использованы также для закрепления сжатого контура плоских деревянных конструкций. При этом связи, соединяющие панели с закрепляемым сжатым элементом, располагают равномерно по всей его длине и рассчитывают на усилие q .

Раздел 8. ПРОСТРАНСТВЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ ПОКРЫТИЯ

Глава 8.1. Общие сведения, основные формы, конструктивные особенности

Конструктивные системы, обеспечивающие совместную работу составляющих элементов в двух и более плоскостях, относят к пространственным конструкциям.

Пространственные конструкции из древесных и синтетических материалов отличает большое разнообразие видов и конструктивных особенностей. Пространственные конструкции, как правило, совмещают в себе несущие и ограждающие функции, их характеризует меньшая материалоемкость, большая несущая способность, повышенная надежность и большая долговечность.

Пространственные конструкции используют как в зданиях и сооружениях, где нежелательны или недопустимы промежуточные опоры /спортивные сооружения, промышленные здания с гибкой технологией и т.п. /, так и в зданиях с жесткой планировочной сеткой опор /зонтные оболочки кассовых вестибюлей, торговых павильонов, выставочных залов, служебных помещений и т.д./

Пространственные конструкции из дерева и пластмасс успешно применяются при малых пролетах (3-4 м), средних (до 30-40 м) и больших (висячие до 100 м, сводчатые до 140 м, сетчатые купола до 257 м).

Пространственные конструкции из древесных и синтетических материалов, воплощенные в разнообразные конструктивные формы, способны реализовать практически любые замыслы творческих проектировщиков.

Классифицировать пространственные конструкции можно по различным признакам: по материалу, геометрии, способу образованию поверхности, характеру работы, конструктивным особенностям, способу опирания, очертания плана здания, наличию распора и т.д. и т.п. Для удобства дальнейшего рассмотрения отдельных видов конструкций, из всего многообразия существующих форм выделим конструкции по геометрическому признаку, а затем в каждой группе, по возможности, учтем конструктивные и другие особенности покрытия.

С точки зрения формы (геометрии), применяемые в конструкциях из древесных и синтетических материалов оболочки можно разделить на следующие типы:

- 1) Призматические (складки, своды);
- 2) Цилиндрические (нулевой гауссовой кривизны);
- 3) Эллиптические (положительной гауссовой кривизны);
- 4) Гиперболические (отрицательной гауссовой кривизны);

Меньшее распространение получили оболочки комбинированные (из частей различной кривизны) и произвольной формы.

С точки зрения конструктивного признака целесообразно выделить два наиболее распространенных типа покрытий – своды и купола (сферические, конические, гиперболические и т.д.).

По конструктивному исполнению оболочки могут быть тонкостенные, ребристые, сетчатые; по типу поперечного сечения – одно-, двух- и трехслойные.

Глава 8.2. Складки, структурные конструкции

Складчатое покрытие представляет собой поверхность, образованную из системы наклонных плоских граней, которые примыкают одни к другим под углом по длинным сторонам и опираются по коротким на торцевые диафрагмы или ребра.

Форма поверхности складок может быть треугольной, трапециевидной или прямоугольной. Чаще всего применяют многоволновые покрытия, но встречаются и одноволновые. По расходу материала складчатые конструкции уступают другим формам покрытия, но им присущи повышенная архитектурная выразительность и относительная простота изготовления. Форма плана сооружений, перекрываемых складками, может быть прямоугольного, многоугольного или кругового очертания. В последнем случае складки располагаются радиально. Для повышения несущей способности складок иногда их проектируют с небольшими разгружающими консолями.

Складки изготавливают из древесных и полимерных материалов. В качестве граней складок могут быть применены: клееные, клефанерные, древесностружечные, дощато-гвоздевые балочные элементы и плоские трехслойные пластмассовые панели. Для повышения поперечной жесткости складок используют распорки, ребра жесткости или затяжки, устанавливаемые по длине складки. Схемы складчатых покрытий приведены на рис. 8.1.

Пролет складок – расстояние между осями опорных элементов, обычно не превышает 20-25 м, хотя в отдельных сооружениях пролет клефанерных складок достигает 30,4 м. Отношение стрелы подъема f/k пролету из древесных материалов колеблется в пределах $1/2 - 1/9$, для полимерных материалов до $1/15$ ($1/18$). Угол наклона граней 20 – 45. Ширина складок из древесных материалов изменяется от 1,8 до 6,8 м, из полимерных материалов до 1 м. Толщину t принимают не менее $(1/20 - 1/30) l$.

По конструктивному оформлению складки могут быть тонкостенными, ребристыми или трехслойными. В первом случае грани складок представляют собой стенки дощато-гвоздевых, дощато-клееных или клефанерных двутавровых балок, а для пластмассовых складок применяются листы из стеклопластика, ПВХ, поликарбоната. Ребристые складки изготавливают из брусков с высотой сечения до 15 см, к которым на гвоздях или на клею с

одной или двух сторон крепят обшивку из листовых материалов (фанеры, древесностружечных плит, стеклопластика и т.д.) или досок. Трехслойные складчатые элементы изготавливают чаще всего из пластмасс – с обшивками из стеклопластика или жесткого поливинилхлорида со средним слоем из пенопласта. Вместо стеклопластика могут быть применены обшивки из фанеры. Отдельные элементы складок соединяются между собой болтами, на гвоздях, клеем или клеештыревыми соединениями через верхние продольные ребра или брусья ендовы (рис. 8.3.).

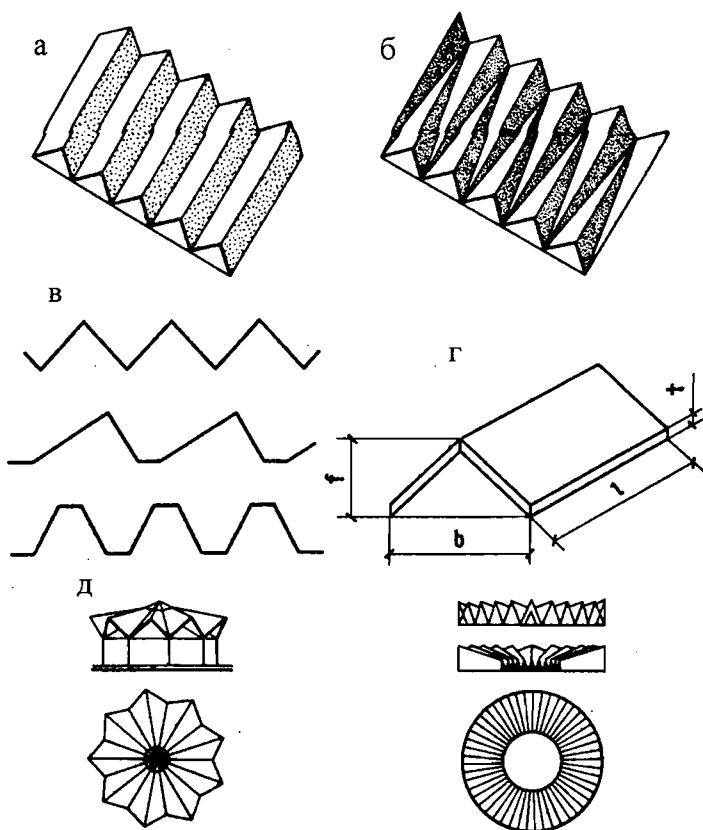
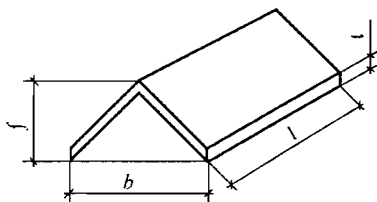


Рис. 8.1. Схемы складчатых покрытий

Рис.8.2. Параметры складки



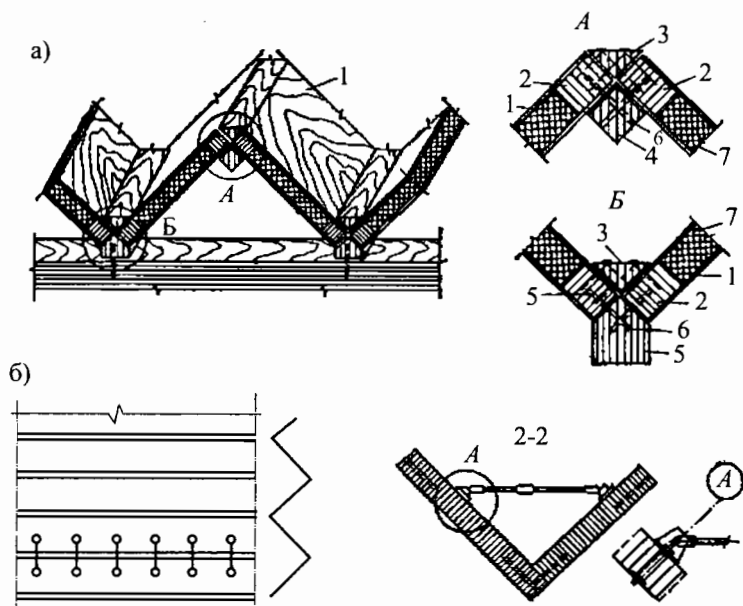


Рис. 8.3. Призматические складки треугольного очертания: а - клеештыревые соединения элементов трехслойных складок; б -- складки из клеештыревых элементов

Призматические складки применяют для покрытия складских, промышленных, гражданских и общественных зданий. Так, в г. Чехове складчатое покрытие треугольного очертания возведено над залом кафе-ресторана. Двухконсольные складки длиной 20 м из клеенных досок смонтированы с уклоном в одну сторону. Неизменяемость контура крайних складок обеспечивается металлическими затяжками. Расход древесины на 1 м² покрытия составил 0,165 м³.

Призматические складки являются пространственной, многократно статически неопределимой системой. Точный расчет такой системы довольно трудно выполнить.

В случае симметрии поперечного сечения и нагрузок относительно продольной оси складки; предположений о малости взаимных перемещений точек контура поперечного сечения по сравнению с прогибами ребер; соединения смежных граней складок по линии ребер цилиндрическим шарниром, не учитывающим сопротивление граней продольному сдвигу для длинных складок ($l/b > 3$) допустима упрощенная расчетная схема балки-складки. Тогда складки рассматривают как изгибаемую балку соответствующего поперечного сечения. В ней определяют продольные, нормальные и касательные напряжения от изгиба.

В поперечном направлении грани складок рассчитывают на нормальную составляющую вертикальной нагрузки как пластинки, шарнирно опер-

тые по длинным сторонам на смежные грани, а по коротким — на концевые диафрагмы или ребра жесткости. В длинных складках соотношения сторон грани, как правило, больше двух, поэтому можно считать, что грань в поперечном направлении деформируется от местной внешней нагрузки по балочной схеме. Наружную обшивку клеефанерных складок между ребрами необходимо проверить на местный изгиб как пластинку, защемленную по четырем сторонам.

Особого внимания требует несимметричная нагрузка, вызывающая кручение складки относительно центра кручения и работа крайних складок. Чтобы не рассчитывать крайние складки точными методами, необходимо конструктивными мероприятиями увеличить их жесткость, ограничив перемещения в поперечном направлении и обеспечить практически неизменяемость формы поперечного сечения.

Структурные конструкции

Дальнейшим развитием плоских сплошных и сквозных конструкций в современном строительстве являются конструктивные схемы из перекрестных балок, ферм, объемных пластинчатых и стержневых элементов. К таким системам относятся пространственные плиты и оболочки, состоящие из регулярно-стержневых или регулярно-пластинчатых образований, носящие общее название *Структурные конструкции* или просто *структуры*.

Количество пересекающихся в одном узле балок или ферм, а также их отклонение от вертикали дают самые разнообразные структурные построения. Структуры, образованные из перекрестных линейных элементов, идущих в трех направлениях, способны работать на кручение и поэтому являются более жесткими по сравнению со структурами, образованными из двух линейных пересекающихся элементов.

К положительным качествам структур относятся: унификация конструктивных элементов, принципиальная простота их монтажа, большая пространственная жесткость конструкций, способствующая увеличению пролета покрытия, архитектурная выразительность решения, многосвязность системы, повышающая степень надежности конструкции при локальных разрушениях, частота узлов сетки, позволяющая закрепить подвесной транспорт и оборудование, простота транспортировки, снижение конструктивной высоты и др.

К недостаткам структурных систем относятся повышенная трудоемкость сборки.

Самыми простыми по конструктивной схеме являются структуры из пересекающихся в двух или трех направлениях клееных или клеефанерных сплошных балочных элементов. Угол между балками в плане может составлять 90, 60 или 45 градусов. При жестком соединении балок в узлах получается пространственная статически неопределимая система. В зависимости от размера покрытия и вида кровельного ограждения размер ячейки структуры изменяется от 2,4 до 7,2 м.

Пролет структурных плит колеблется в пределах 12-28 м. Высота балочных элементов структуры составляет 1/16-1/30 пролета. Общая устойчивость системы может обеспечиваться настилом или второстепенными балками. Расчет структуры, как многократно статически неопределимой системы, производят на компьютере. Для некоторых структурных схем можно воспользоваться табл. 8.1. Наиболее распространенным решением узловых соединений являются соединения на нагелях с помощью металлических пластинок.

Балочные элементы могут быть одиночными или спаренными. На рис.8.4а,б приведены некоторые схемы структур из перекрещивающихся балок и их узловые соединения. Примером структуры из регулярно-пластинчатых элементов может служить покрытие, которое было представлено на строительной выставке в Лондоне. В этой конструкции рис. 8.4в раскосы заменены объемными элементами в форме тетраэдра, каждый из которых собран из четырех треугольных листов фанеры, соединенных брусками. Одно из ребер тетраэдра входит в паз элемента нижней решетки, другое – в паз элемента верхней решетки, перпендикулярно нижнему. Объемные связи между поясами структуры обладают более высокой жесткостью, чем линейные раскосы.

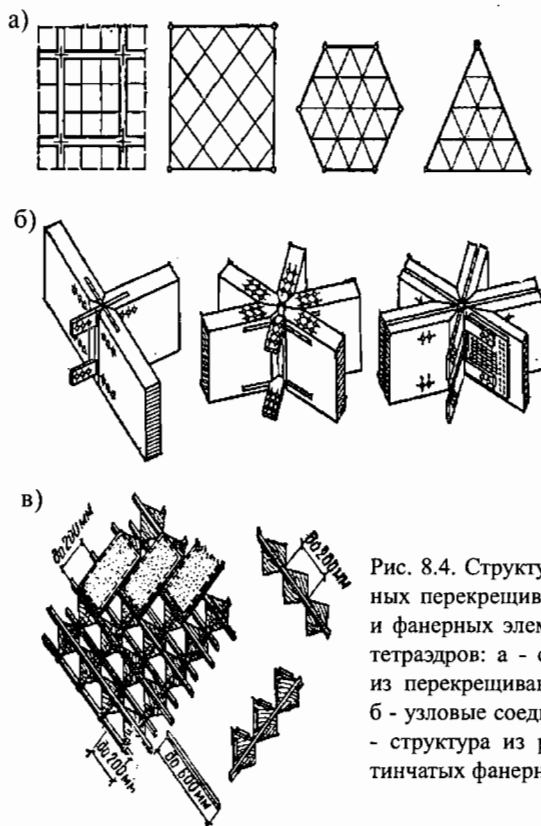


Рис. 8.4. Структуры из деревянных перекрещивающихся балок и фанерных элементов в форме тетраэдров: а - схемы структур из перекрещивающихся балок; б - узловые соединения балок; в - структура из регулярно-пластинчатых фанерных элементов

Таблица 8.2. Нагрузки и изгибающие моменты в перекрестных балках при квадратных в плане перекрытиях (g - нагрузка на 1 м^2)

Схема перекрытия	Обозначение	Нагрузка на балку g l	Максимально изгибающий момент $g l L^2$	Схема перекрытия	Обозначение	Нагрузка на балку $g l$	Максимально изгибающий момент $g l L^2$
	а—а б—б	0,562 0,412	0,0703 0,0520		б—б	0,305 0,596	0,0382 0,0746
	а—а б—б	0 550 0,316	0,0686 0,0395		а—а б—б в—в	0,240 0,302 0,583	0,0425 0,0378 0,0729
	а—а б—б в—в	0,635 0,523 0,293	0, 0794 0,0654 0,0366		а—а б—б в—в г—г	0,311 0,341 0,308 0,570	0,0389 0,0427 0,0385 0,0713

В строительстве встречаются много вариантов металлодеревянных конструкций, в которых растягивающие усилия воспринимаются металлическими стержнями, а сжатые и внецентренно сжатые стержни выполнены из древесины. Примером такой комбинированной конструкции может быть структурное покрытие размером в плане 18×18 м, разработанное в ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко для применения в труднодоступных районах в период их освоения. Высота структуры 1,7 м. Растянутые нисходящие раскосы и стержни нижнего пояса выполнены из уголков 50×5 мм. Стойки деревянные 130×130 мм, установлены с шагом 3 м. Верхний пояс образуют сборные клефанерные плиты размером 3×3 м. Узловые соединения решены с помощью металлических оголовников заводского изготовления, закрепленных на деревянных стойках.

Масса покрытия с утеплителем 45 кг/м^2 , расход стали 10 кг/м^2 , трудозатраты $1,72 \text{ чел.- ч/м}^2$, расход древесины $0,003 \text{ м}^3/\text{м}^2$, фанеры — $0,016 \text{ м}^3/\text{м}^2$.

В пластмассовых структурах, как в плоских (плитах), так и в криволинейных (сводах), используют объемные светопрозрачные или светонепроницаемые пирамидальные или гиперболические элементы, соединенные в вершинах металлическими или стеклопластиковыми профилями. Размер основания пирамид 1,2-1,8 м, высота 0,5-0,6 м, толщина стенок около 3 мм. Нижний пояс структуры образуется ребрами пирамид, верхний профильными элементами.

Размер по диагонали гиперболических элементов структуры в форме ромба достигает 7 м. Такие гиперболические элементы из стеклопластика толщиной 5 мм, соединенные в углах металлическими профилями, образуют пояса структуры покрытия рынка пролетом 21 м в г. Лезу (Франция).

Глава 8.3. Распорные своды

Конструктивные формы сводов.

Конструкции покрытий сводчатых очертаний могут быть распорными (распорные своды) и безраспорными (своды-оболочки).

Рассмотрим распорные своды.

В зависимости от применяемого материала своды могут быть пластмассовыми, деревянными, клефанерными и комбинированными, сочетающими разные материалы. По конструктивному исполнению их можно разделить на гладкие, ребристые, волнистые, складчатые, сетчатые, структурные, а также сплошные, двухслойные и трехслойные. По форме покрытия — на цилиндрические, стрельчатые, параболические, полигональные (призматические) бочарные, тороидальные. По способу передачи распора — на фундаменты, поддерживающие конструкции и затяжки. По уровню расположения опор — на своды, опирающиеся непосредственно на фундаменты и на поддерживающие покрытия конструкции. По статической схеме — на двух- и трехшарнирные.

По частоте применения конструктивной формы среди пространственных конструкций своды занимают второе место после куполов. Доля сводов в пластмассовых покрытиях достигает 25%. Большое распространение получили кружально-сетчатые своды из деревянных цельных, значительно реже из клееных и клеефанерных элементов. Максимальные пролеты, которые можно перекрывать пластмассовыми сводами, могут достигать 20-40 м, клеефанерными – 30-60 м, кружально-сетчатыми – до 100 м.

Сводчатые покрытия получили распространение в самых разнообразных зданиях и сооружениях гражданского, промышленного и сельскохозяйственного назначения.

Гладкие своды однослойные, сплошные и двухслойные обычно применяют для небольших пролетов (до 4м) в закрытых переходах и световых фонарях. Своды могут быть предварительно напряженными, светопрозрачными и нестепрозрачными. Наиболее распространенный материал – полиэфирный стеклопластик, поликарбонат.

Гладкие трехслойные своды имеют обшивки из листовых материалов (фанера, стеклопластик) и средний слой из пенопласта, сотопласта. Панели свода могут быть криволинейного очертания, плоскими или складчатыми, вписывающимися чаще всего в окружность. В зависимости от пролета и длины дуги свода размер панели по хорде принимают обычно до 6 м. Ширина панели 1,5; 2; 3 м. Учитывая сборную конструкцию свода, особое внимание уделяется конструированию стыков панелей.

Расчетной схемой свода является трехшарнирная арка шириной на панель или 1 м. Методика расчета панели на прочность аналогична расчету плоских панелей покрытия с дополнительным учетом продольной силы.

Ребристые своды имеют одну или две обшивки из листового материала (стеклопластик, водостойкая фанера) и деревянные, пластмассовые или металлические ребра. В отапливаемых зданиях между обшивками размещают утеплитель из пенопласта или минераловатных плит. Для сокращения числа монтажных элементов секцию свода в поперечном направлении проектируют из двух частей. Форма поверхности покрытия может быть разнообразной, но чаще всего цилиндрической или стрельчатой. Сборные элементы соединяют через ребра с помощью стяжных болтов, обеспечивающих необходимую плотность для герметизации стыков. Ребра сводов могут быть криволинейными из клееных элементов или из ломаного очертания одиночных досок на ребро, соединенных по длине зубчатым клеевым соединением или фанерными накладками.

Примером сборных ребристых сводов являются сводчатые покрытия складских помещений, показанные на рис. 8.5а,б. Стрельчатый свод пролетом 12 и 18 м состоит из криволинейных клеефанерных панелей шириной 1,5 м с двумя обшивками из водостойкой фанеры.

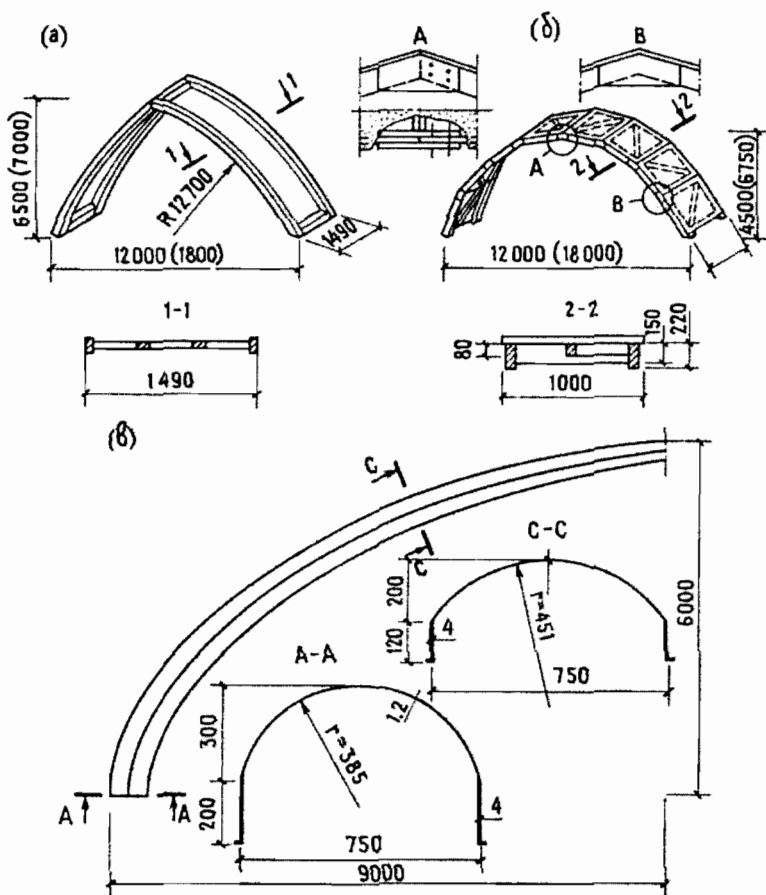


Рис. 8.5. Сборное сводчатое покрытие: а- клефанерный свод из криволинейных ребристых панелей; б- клефанерный полигональный свод; в- сводчатое волнистое покрытие из стеклопластиковых элементов

Для соединения смежных панелей болтами используются выступающие ребра. Для складов химических веществ целесообразно применять стеклопластиковые болты. Свод опирается непосредственно на фундаменты.

Сводчатое многогранное покрытие (рис. 8.6б) из дощатых ребер и стеклопластиковой обшивки пролетом 12 и 18 м разработано применительно к складам минеральных удобрений. Состоит из двух монтажных блоков, стыкуемых в коньке болтами. Диагональные элементы каркаса предназначены для увеличения жесткости и обеспечения устойчивости тонкой обшивки (2–3 мм). Для повышения естественной освещенности часть блоков или все блоки могут иметь обшивку из светопрозрачного (полиэфирного) стеклопластика, поликарбоната.

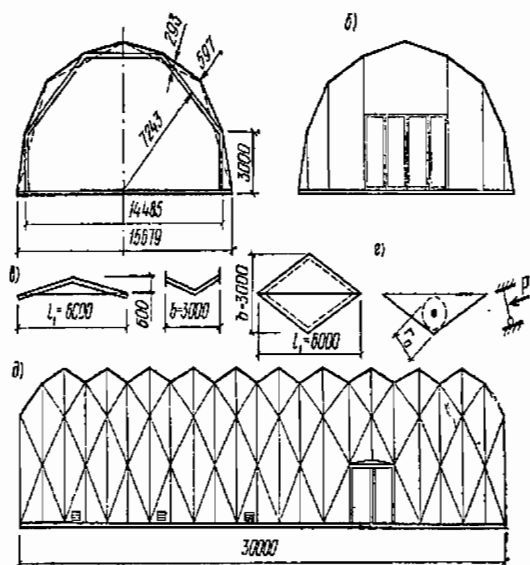


Рис. 8.6. Складчатое сводчатое покрытие из ромбических элементов: а - поперечный разрез; б - торцовый фасад; в - размеры ромбических элементов; г - расчет грани на местную нагрузку; д - боковой фасад свода

Статический расчет ребристого свода выполняют по схеме двух- или трехшарнирной арки на нагрузки от собственного веса конструкции, снега и ветра. Для расчета выделяют полосу шириной, равной ширине панели. При определении приведенных геометрических характеристик сечения (F , W , J) учитывают различные модули упругости материалов (древеси́ны, фанеры, стеклопластика и т.д.).

Волнистые своды наибольшее распространение получили в пластмассовых покрытиях пролетом до 18-20 м, из фанерных элементов двойкой кривизны до 30 м.

Лотковые пластмассовые элементы волнистых сводов обычно изготавливают из полиэфирного стеклопластика (светопрозрачного или нестепрозрачного) толщиной 1 – 4 мм, шириной пояса 0,75 – 1,6 м, при высоте поперечного профиля до 0,6 м. Волнистые элементы соединяются внахлестку, через ребра на клею или на болтах. Швы герметизируются стекложгутом или лентой на полиэфирном клее. Очертание поперечного сечения лотковых элементов может быть самым разнообразным. На рис. 8.5в, показано стеклопластиковое светопроницаемое сводчатое покрытие теплицы в г. Гроссберене, пролетом 18 м. Элементы свода представляют собой оболочку двойкой кривизны, усиленную ребрами-диафрагмами с эллиптическим очертанием оси. Для лучшего светопропускания элементы армированы только одним слоем стекломата. Оболочки изготавливали вручную способом контактного формования. Свод не рассчитан на снеговую нагрузку.

Общий расчет волнистых элементов ведут как арочных конструкций. Местный расчет лотков в поперечном направлении зависит от конструктивных особенностей и формы элементов.

Складчатые своды чаще всего выполняют из ромбических элементов, согнутых по большой диагонали (рис. 8.6). Ромбические панели состоят из контурных ребер и обшивок. Обшивки делают из одного или двух слоев листового материала – стеклопластика, фанеры. Ребра могут быть стеклопластиковыми, фанерными или деревянными. Для утепленных покрытий вводят слой пенопласта. Осуществленные стеклопластиковые складчатые своды из ромбических панелей имеют пролет до 20 м и используются для покрытия спортивных, торговых, складских, производственных и других зданий. На рис. 8.6 показано сводчатое покрытие финской фирмы, собираемое из стеклопластиковых трехслойных панелей толщиной 48 мм с размером диагоналей 3 и 6 м. Дверные проемы в покрытии размещают в торцах и боковых сторонах свода. Некоторые элементы выполнены светопрозрачными.

Расчет свода из ромбовидных складчатых элементов можно выполнить как арочной полоски шириной, равной ширине панели. При этом площадь поперечного сечения арки считается постоянной, а момент инерции переменным. Усредненный момент инерции поперечного сечения арки можно определить из уравнения:

$$1/J = 1/3 (J_{\max} + 2/J_{\min})$$

где $J_{\min}$, $J_{\max}$ – соответственно минимальный и максимальный моменты инерции поперечного сечения арки с учетом краевых ребер. При различных материалах ребер и обшивки принимается приведенный к обшивке момент инерции.

Расчет на местную нагрузку треугольной грани сводят к расчету на сосредоточенную силу круглой пластинки радиусом r_0 , вписанной в треугольный контур 8.6.2. Прогиб треугольной пластинки под приложенной силой определяют из выражения

$$(\omega_0/\delta)^2 + A(\omega_0/\delta)^3 = B(P r_0^2 / E \delta^4),$$

где δ – толщина пластинки; P – сосредоточенная сила; E – модуль упругости материала; A и B – константы, зависящие от коэффициента Пуассона и характера закрепления сторон пластинки. При коэффициенте Пуассона $\mu=0,35$; $A=0,194$ – для пластинки со свободной стороной; $A=0,453$ – для пластинки с защемленной стороной; $B=0,209$ – для пластинки с любым закреплением сторон, δ – толщина пластики.

Структурные сводчатые покрытия изготавливают из однотипных тонкостенных объемных элементов стеклопластиковых или фанерных и соединяющих их вершины стержней. Объемные элементы могут быть пирамидальной формы или седловидной. Стержни выполняют из стеклопластиковых деревянных или металлических профильных элементов. Можно применять предварительно напряженные тросы. В любом случае образуется

двухпоясная конструкция, одним поясом которой являются стержни, соединяющие вершины объемных элементов, другим – ребра пирамид, которыми они соединяются друг с другом. Объемными раскосами системы служат грани пирамид. При объемных элементах в форме гипаров наружными и внутренними поясами являются стержневые элементы, соединяющие соответственно верхние и нижние вершины параболических гиперboloидов. Пролет сводчатых покрытий структурной конструкции 12 – 24 м.

На рис.8.7 приведена конструктивная схема свода из пластмассовых пирамидальных элементов и стержневого каркаса из предварительно напрягаемых алюминиевых труб.

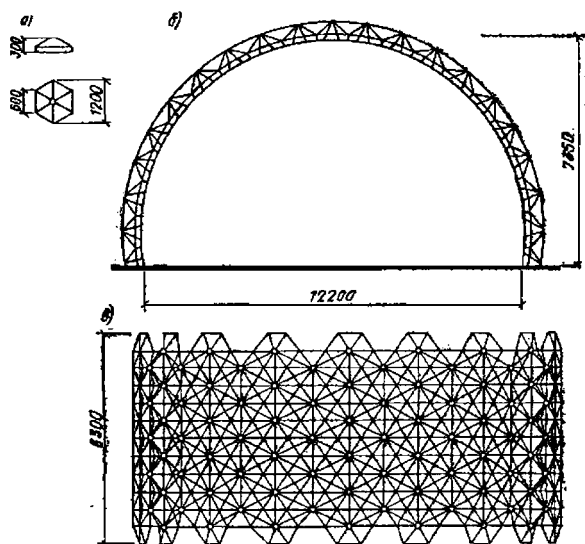


Рис. 8.7. Структурное сводчатое покрытие из пластмассовых пирамидальных элементов: а - пирамидальный элемент; б - поперечный разрез свода; в - план покрытия

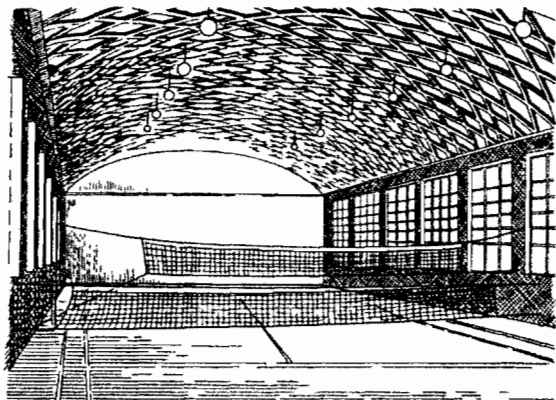
Структурные сводчатые покрытия рассчитывают с применением компьютера как многократно статически неопределимые конструкции. Для предварительного назначения сечения можно расчленять покрытие на арочные полосы, рассматривая их как сквозные арки.

Своды бочарного очертания из древесины и пластмасс не нашли в строительстве широкого применения, хотя и обладают большими потенциальными возможностями и используются в железобетонных и армоцементных конструкциях. В Санкт-Петербургском государственном строительном университете спроектирован бочарный свод государственным строительным университетом 24 м из панелей длиной 6,4, шириной 1,2 м с фанерной обшивкой двоякой кривизны, приклеенной к продольным и поперечным криволинейным ребрам. Фанера двоякой кривизны может быть изготовлена по обычной технологии с заменой плоских прессовых плит на плиты с поверхностью двоякой кривизны.

Кружально-сетчатые своды

Общие сведения. Кружально-сетчатые своды (рис. 8.8, 8.9) представляют собой пространственную конструкцию, которая состоит из отдельных, поставленных на ребро стандартных элементов — косяков, идущих по двум пересекающимся направлениям и образующих ломаные винтовые линии.

Рис. 8.8. Кружально-сетчатый свод с узлами на болтах покрытия над спортивным залом в Барвихе (Московская область)



В кружально-сетчатых конструкциях выгодно сочетаются индустриальность изготовления элементов с преимуществами пространственных конструкций. Прочность и надежность свода определяются средней прочностью многих элементов, и влияние качества древесины отдельных элементов имеет меньшее значение, чем в плоскостных конструкциях.

Построенные в нашей стране в первой трети прошлого столетия деревянные кружально-сетчатые своды и купола продолжают эксплуатироваться и находятся в хорошем состоянии. Длительная эксплуатация таких конструкций за рубежом также свидетельствует об их надежности и долговечности

Кружально-сетчатые своды в поперечном сечении имеют снаружи круговое или правильное многоугольное очертание. В первом случае верхняя грань косяков имеет близкое к круговому эллиптическое очертание, а во втором — ломаное. Распор покрытий воспринимается либо металлическими затяжками, либо непосредственно опорами.

Характерными особенностями всех кружально-сетчатых покрытий являются:

- 1) унификация формы и размеров косяков, дающая возможность заготавливать их заводским способом, что отвечает требованиям индустриализации и стандартизации строительства;
- 2) транспортабельность элементов при их перевозке;
- 3) простота и быстрота сборки конструкции;
- 4) возможность и необходимость устройства кровельного настила непосредственно по несущей конструкции (без прогонов и вспомогательных стропильных ног).

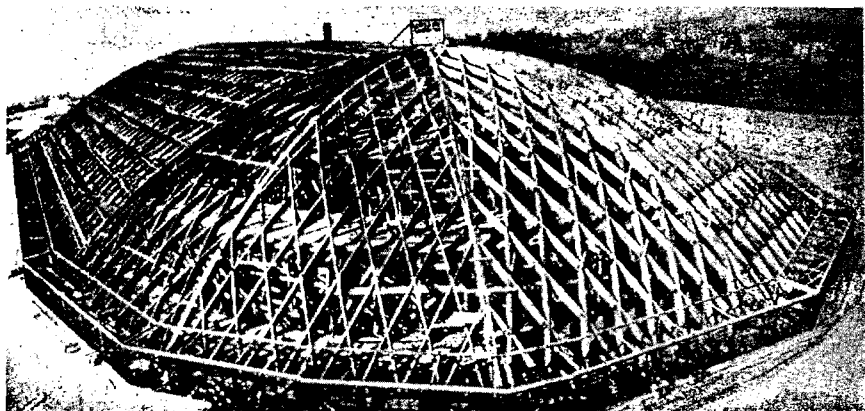


Рис. 8.9. Покрытие над стадионом пролетом 50 м, длиной 100 м (Германия)

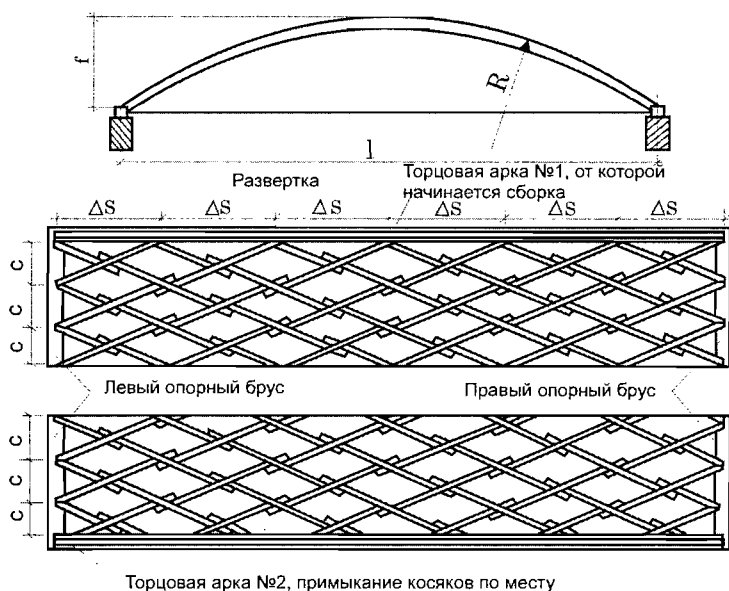


Рис. 8.10. Безметалльный кружально-сетчатый свод системы Песельника с косоугольной сеткой

В зависимости от способа узлового соединения косяков различают два конструктивных варианта кружально-сетчатых сводов:

- 1) с узлами на шипах;
- 2) с металлическими связями в узлах.

Оба варианта можно выполнять либо из косяков цельного сечения, которое ограничено размерами сортамента пиломатериалов, позволяющего применять своды с предельным пролетом не более 20 м, либо из клефанерных или клееных косяков, которые дают возможность перекрывать значительно большие пролеты (до 100 м).

В конструкции покрытий всех систем (см. рис. 8.10) различают три типа узлов: основные (средние); опорные, в которых косяки соединяются с настенными брусками, и торцевые, в которых косяки соединяются с торцевой аркой. Основные узлы сетки образуются из трех косяков, один из которых является сквозным и проходит через узел, не прерываясь, а два других набегающих косяка примыкают к сквозному косяку.

Конструкция кружально-сетчатых сводов (системы С. И. Песельника) с узлами на шипах. Сводь этой системы изготавливают из косяков цельного сечения, имеющих на концах шипы, а посередине сквозное гнездо. В каждом узле сетки сопрягаются три косяка, из которых два набегающих косяка входят с обеих сторон своими шипами в гнездо сквозного косяка. В кружально-сетчатом своде с узлами на шипах применяют сетку как прямоугольную, так и косоугольную с углом $\psi = 45^\circ$.

Верхняя кромка косяка может быть криволинейной (эллиптического или приближающего к круговому) очертания либо с двумя или одним переломом по очертанию описанного или вписанного в окружность правильного многоугольника (см. рис. 8.14). Косяк с двумя переломами имеет большую жесткость, меньшую длину пропила и дает меньше отходов при изготовлении, чем косяк с одним переломом.

Оси сквозного гнезда для шипов располагаются соответственно посередине длины и высоты косяка. Форма гнезда прямоугольная. Высоту гнезда, а следовательно, и шипа обычно принимают $1/4$ высоты косяка (h_k). Для удобства монтажа свода, который ведут от опор к шалыге, рекомендуется решать узел так (см. рис. 8.12), чтобы шип вышележащего набегающего косяка располагался в гнезде над шипом нижележащего косяка. Такое решение вызывается также необходимостью обеспечить в гнезде взаимный упор набегающих косяков для восприятия одной из действующих в узле сил, направленной нормально в их оси (рис. 8.11).

Косяки в своде помимо продольной силы сжатия и изгибающего момента воспринимают поперечные силы (см. рис. 8.26), которые передаются таким образом, что вызывают опасность раскалывания косяков. Чем больше длина косяка, тем меньше поперечная сила, вызывающая эту опасность. Рекомендуется принимать $l_k/h_k \geq 13$. Толщина косяка должна быть не менее 2,5 см, а $l_k/b_k \geq 4,5$.

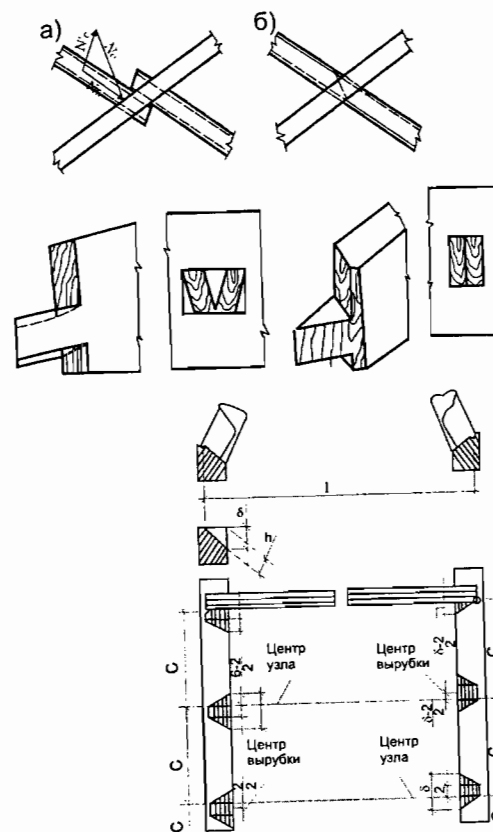


Рис. 8.11. Узлы безметалльного кружально-сетчатого свода формой шипов (с учетом необходимого поворота)
а - нецентрированный;
б - центрированный

Рис. 8.12. Примыкание косяков к торцевой арке. План-развертка

Концы косяков прямоугольной сетки свода имеют более простую форму, а потому проще в изготовлении. Однако при одинаковом шаге «с» косяки в прямоугольной сетке получаются меньшей длины, чем в косоугольной, что во многих случаях не позволяет обеспечить рекомендуемое отношение $l_k/h_k \geq 13$; тем самым повышается опасность разрушения косяков от раскалывания. Поэтому своды с прямоугольной сеткой применяют для пролетов не более 12 м, а при больших пролетах следует использовать косоугольную сетку.

Узловое соединение может быть решено двояко: с эксцентриситетом (рис. 8.11а) и без него (рис. 8.11б). У узла с эксцентриситетом шипы в гнезде расположены так, что они взаимно упираются только своими нижними ребрами, которые должны воспринять таким образом одну из составляющих сил, уравновешивающих узел (см. рис. 8.25). Это возможно только тогда, когда ребра сильно обомнуты и образуется площадка смятия, достаточная для восприятия действующего усилия, что увеличит деформацию свода.

В узле без эксцентриситета площадка для взаимного упора шипов в гнезде обеспечена. Оси набегающих косяков почти совпадают. Дополнительные деформации в узлах отсутствуют. В центрированном узле не возникает дополнительного изгибающего момента в направлении наименьшего момента инерции косяка от продольных усилий в набегающих косяках. Несмотря на то, что в нецентрированном узле форма шипов несколько проще и их легче изготовить, нежели в центрированном, предпочтение следует отдать последнему.

От значения шага сетки «с» вдоль образующей свода и шага Δs вдоль дуги его поперечного сечения зависит вся геометрия свода. В косоугольной сетке, где угол между косяками может быть взят в определенных пределах ($35-50^\circ$), следует принимать «с» и Δs таким образом, чтобы длина образующей свода B (в чистоте) была кратной шагу «с», а длина дуги S_d поперечного сечения свода была кратна шагу Δs . Это обеспечивает стандартность опорных узлов с одной и другой стороны свода, а также стандартность торцевых узлов. В прямоугольной сетке эти условия выполнить полностью невозможно и приходится ограничиваться выбором только одного параметра — либо Δs , либо «с», так как они связаны между собой стабильным (прямым) углом при заданных значениях пролета (l) и стрелы (f) свода.

От величины шага «с» также зависит значение усилий, воспринимаемых косяками. При прочих условиях чем больше «с», тем значительнее изгибающий момент и нормальная сила, воспринимаемые косяками, и тем больше изгибающий момент в элементах кровли, для которых «с» является расчетным значением пролета. Исходя из этих соображений для сводов с пролетами до 20 м рекомендуется назначать $s = 0,8 \dots 1,5$ м.

При стандартном решении опорных узлов оба косяка своими концами входят в специальное гнездо, вырезанное в опорном бруске, и прикрепляются к нему гвоздями. Скошенные торцы косяков передают на основание гнезда максимальную нормальную силу, возникающую в опорных сечениях свода, что требует особой проверки гнезда опорного бруса на смятие поперек волокон (рис. 8.12). В торцах свод замыкается двух- или трехслойными кружальными арками.

Общее количество косяков различных типов, включая расположенные по контуру свода, при их стандартном примыкании к торцам в косоугольной сетке равно семи, а в прямоугольной сетке — шести.

Кружально-сетчатые своды с узлами на болтах

В своде этой системы косяки в основных (средних) узлах соединяются между собой болтами, работающими на растяжение (рис. 8.13) и (рис 8.14). При этом набегающие косяки примыкают к сквозному косяку близ середины его длины с некоторым смещением S . Смещение должно быть минимальным и выбирают его так, чтобы отверстия для болтов на концах косяков находились вне скошенной торцевой поверхности последних.

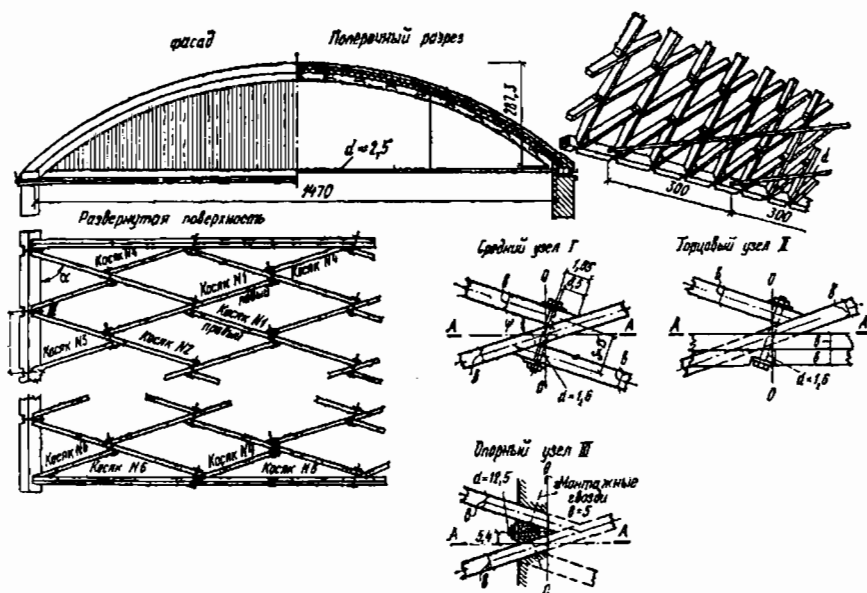


Рис. 8.13. Кружально-сетчатый свод пролетом 14,7 м с узлами на болтах

В обычных конструкциях, где угол между косяками и образующей свода не менее 67° , минимальное смещение $S = 2b + 30$ мм, где b - толщина косяка. Ось болта проходит через центр узла, совпадающий с серединой сквозного косяка.

Косяки имеют на концах круглые отверстия, размер которых равен диаметру болтов плюс 4 мм, а посередине – продолговатое отверстие такой же ширины. Длину l_1 отверстия выбирают так, чтобы болт мог свободно пройти через него под нужным углом (рис. 8.15).

При высоте косяка более 22 см и при высоте торца косяка более 18 см рекомендуется ставить два узловых болта вместо одного. В этом случае оси болтов делят высоту торца косяка на три приблизительно равные части.

Опорный узел образуется из основного среднего узла разрезом последнего по оси О-О (отброшенная половина основного узла показана на рис. 8.13 пунктиром). Косяки в опорных узлах врубают в настенные брусья. Глубина врубки обычно бывает не менее 10 см. Опорные косяки соединяют с настенными брусьями гвоздями и прижимными клиновидными брусками, скрепляемыми болтами или глухарями диаметром 12-16 мм (см. рис. 8.13).

Торцовый узел (см. рис. 8.13) образуется также из основного среднего узла разрезом последнего по оси А-А (отброшенная половина основного узла показана на рис. 8.13 пунктиром). Торцовые косяки соединяют с фронтовой аркой болтами.

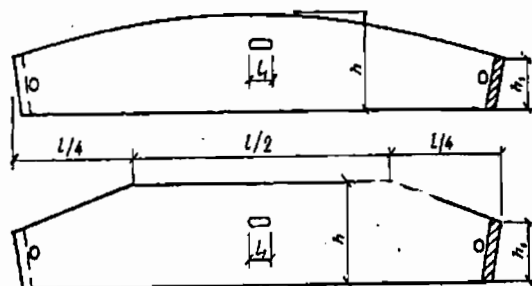
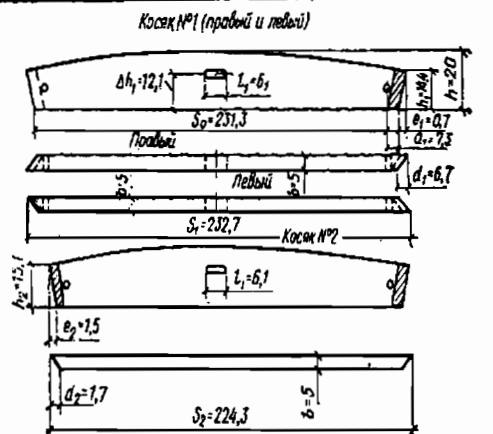


Рис. 8.15. Типы косяков
цельного сечения



Косяк К № 5

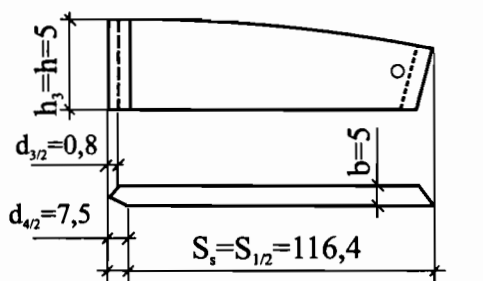


Рис. 8.14. Косяки свода с
узлами на болтах
(см. рис. 8.13.)

Из четырех узлов покрытия (рис. 8.16) два узла, расположенных по одной диагонали прямоугольного плана покрытия с концами косяков, смещенных внутрь от осевой фронтонной линии А-А (рис. 8.16), конструируют с вставкой клина, аналогично нормальному опорному узлу. Два других угловых узла, расположенных по другой диагонали плана покрытия (рис. 8.16) и смещенных наружу от осевой фронтонной линии А-А, представляют собой промежуточную конструкцию между опорными и торцевыми узлами и образуются косяками № 5.

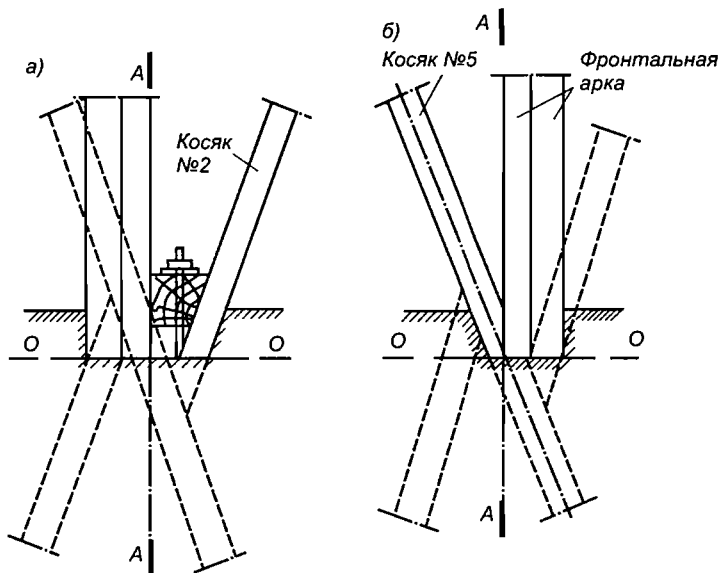


Рис. 8.16. Угловые узлы

При проектировании сетки свода для пролетов до 20 м рекомендуется назначать постоянный шаг косяков «с» (см. рис. 8.13) размером 0,8 - 1,5 м. Угол ψ (см. рис. 8.13) между косяками принимают 30-50°, а угол α между нижними ребрами косяков и образующей свода - 75-65°.

Сетка кружально-сетчатого свода с узловыми соединениями на болтах состоит из косяков шести различных типов (см. рис. 8.14). Из них два косяка №1, правый и левый, являются основными, а остальные - производными от этих косяков. В отличие от кружально-сетчатого свода с узловыми соединениями на шипах в своде с узловыми соединениями на болтах косяки проще в изготовлении, при сборке они не требуют закручивания.

Своды из составных клеефанерных косяков. Применение клеефанерных косяков с узлами на шипах (рис. 8.17) позволяет перекрывать кружально-сетчатыми сводами большие пролеты при сравнительно небольшом собственном весе конструкции.

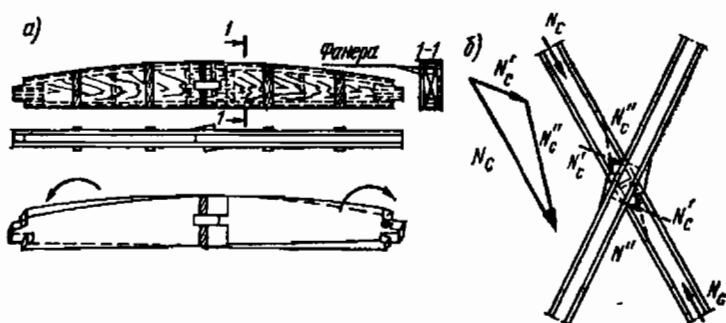


Рис. 8.17. Клеефанерный косяк безметалльного свода (а) и узел свода (б)

Наличие фанерной стенки в косяках устраняет опасность их разрыва поперек волокон, а сложная форма шипа упрощается изготовлением клеefанерных косяков крыловатой (винтообразной) формы (рис. 8.17а), что исключает необходимость закручивания косяка при сборке свода. Угол поворота и торцовых сечений по отношению к сечению в середине длины косяка определяют по формуле:

$$\operatorname{tg} \theta = \cos \alpha \operatorname{tg} \Delta \beta,$$

где $\Delta \beta$ - центральный угол, стягиваемый дугой, равный $\Delta s/2$.

Косяки имеют коробчатое сечение и состоят из поясов, выполненных из досок толщиной 33 мм и ребер жесткости, служащих для придания фанерным стенкам достаточной устойчивости. На концах и посередине косяки имеют сплошное сечение. Стыки листов фанеры перекрывают накладками на клею. Решение основного узла свода из клеefанерных косяков и разложение продольных сил в узле показаны на рис. 8.17. Конструкция и расчет косяков аналогичны балкам с фанерной стенкой.

Клеefанерные косяки варианта со стальными деталями в кружально-сетчатом своде с бесшарнирными узлами выполняют прямолинейными крыловатой формы (рис. 8.18) с таким расчетом, чтобы концы набегающих косяков располагались несколько выше сквозного косяка (рис. 8.19) и работали не только на сжатие, но и на растяжение от изгиба.

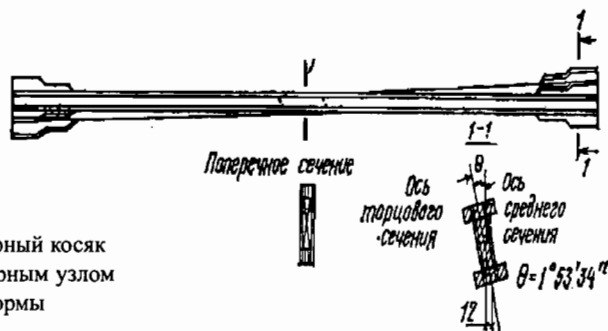


Рис. 8.18. Клеefанерный косяк варианта с бесшарнирным узлом крыловатой формы

Рис. 8.19. Бесшарнирный узел
сетчатого свода: 1 - накладка;
2 - стальные детали

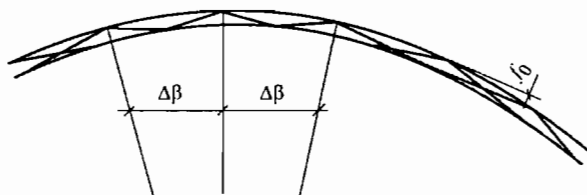
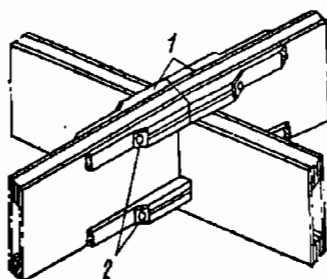


Рис.8.20. Схема расположения прямолинейных косяков

Разница в высоте расположения осей косяков в узле равняется величине стрелки f_0 (рис. 8.20) дуги поперечного сечения свода, соответствующей расстоянию между двумя смежными узлами сетки вдоль направляющей свода и стягивающей центральный угол, который составляет $2 \Delta\beta$. Удобнее принимать высоту поясов коробчатого косяка равной f_0 (рис. 8.20). При таком решении набегающие косяки в узлах передают один другому нормальные усилия сжатия непосредственно упором торцев в торец, а не в боковую грань сквозного косяка поперек волокон, как в обычных кружально-сетчатых конструкциях.

Для пропуска торцов нижнего пояса набегающих косяков в сквозных косяках посередине их длины в фанерных стенах над нижним поясом вырезают соответствующих размеров и формы отверстие (см. рис. 8.19).

На концах косяка к поясам приклеивают с двух сторон ступенчатые накладки. Растягивающие усилия от изгибающего момента, который действует в стыковом сечении между торцами набегающих косяков, воспринимаются сварными стальными деталями (см. рис. 8.19), расположенными в специальных вырезах в торцах косяков. При таком выполнении узловое соединения косяков создается возможность полноценного восприятия в узлах набегающими косяками изгибающих моментов наравне со сквозными косяками. Кроме того, натяжением болтовых элементов сварной детали обеспечивается плотность узлового соединения, исключая рыхлые деформации.

Отсутствие шарнирного соединения в узлах приводит к тому, что поперечная сила в косяках уменьшается во много раз и становится равной поперечной силе в арке. При этом значительно облегчается конструкция свода, повышается его жесткость, надежность.

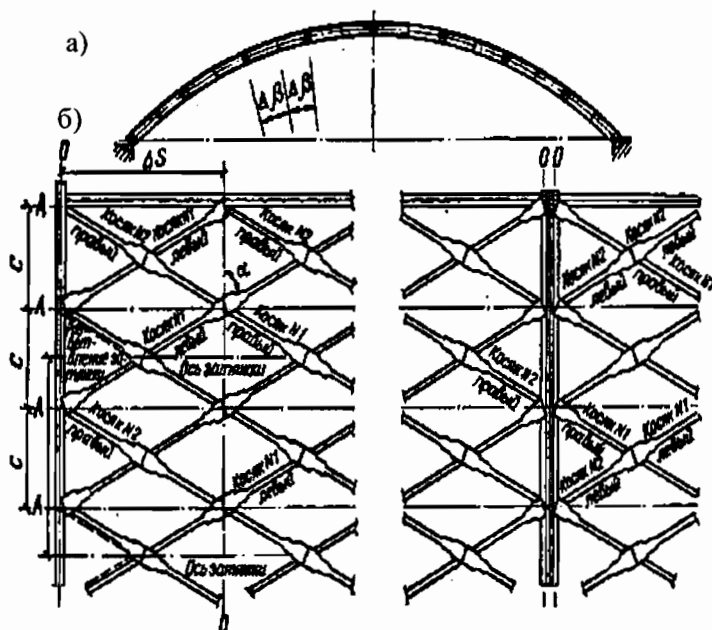


Рис. 8.21. Схема сетки свода а - поперечный разрез свода; б -развернутая поверхность сетки покрытия

Центрирование узлов сетки не только повышает архитектурные достоинства свода, но также улучшает его работу, исключая возникновение изгибающих моментов, действующих из плоскости косяков.

Своды из клефанерных косяков с бесшарнирными узлами можно выполнять с косоугольной (ромбической) и прямоугольной сеткой. Последняя менее экономична, если длина перекрываемого здания существенно превышает его ширину (т. е. пролет свода).

Сетка свода образуется (рис. 8.22) из двух типов косяков №1 – правого и левого, которые различаются только направлением углов закручивания. Левый косяк является зеркальным отображением правого косяка. Угол закручивания правого косяка направлен (если смотреть со стороны торцов) по часовой стрелке, а левого – против часовой стрелки.

По контуру свода соединение сетки с окаймляющими конструктивными элементами (фронтонная арка и опорные брусья) выполняют с помощью двух косяков в каждом узле, из которых косяк №1

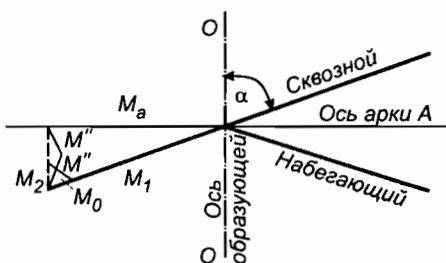


Рис. 8.22. Определение изгибающего момента в косяке

является основным, а косяк №2 образуется из соответствующего косяка №1 перепиливанием его посередине длины нормально к продольной оси. Таким образом, из одного косяка №1, правого или левого, получают соответственно два одинаковых косяка №2 (правых или левых). На одной половине свода во всех опорных и фронтовых узлах к арке примыкают левый косяк №1 и правый №2, а на другой половине свода — правый косяк №1 и левый №2.

Клеефанерные косяки приняты коробчатого сечения с двумя фанерными стенками, приклеенными с наружных сторон поясов. Наружное очертание сетки свода из-за прямолинейности верхней кромки косяка получается слегка волнистым. Во избежание этого к верхней грани косяков прикрепляют клиновидные накладки. Фронтовые арки выполняют из двух слоев клеефанерных косяков коробчатого сечения.

Расчет кружально-сетчатых сводов. Кружально-сетчатый свод представляет собой сложную пространственную стержневую систему, точный расчет которой весьма сложен. В практике применяют расчет по приближенному методу, точность которого, как показали многочисленные опыты, вполне достаточна для использования при проектировании и достаточно хорошо отражает действительную работу этой конструкции. Этот метод состоит в следующем.

Из свода нормально к его оси выделяют расчетную полосу шириной, равной шагу сетки «с» (см. рис. 8.10 и 8.13). В соответствии со схемой свода выделенную полосу рассматривают как двух- или трехшарнирную арку постоянной жесткости, нагруженную приходящейся на нее нагрузкой. Площадь сечения арки принимают равной площади сечения двух косяков, а момент инерции арки приравнивают моменту инерции одного косяка (в кружально-сетчатом своде из клеефанерных косяков с бесшарнирным узлом момент инерции арки приравнивают моменту инерции двух косяков).

В каждом узле сетки обычного свода изгибающий момент воспринимается полностью только одним сквозным косяком. Полученный из расчета изгибающий момент M_a , действующий в плоскости арки, не совпадает с плоскостью сквозного косяка, что дополнительно вызывает в косяках крутящий момент, одинаково воспринимаемый обоими косяками (сквозным и набегающим). Если представить изгибающий момент, действующий в данном сечении, в виде силы H , приложенной с соответствующим плечом по отношению к центру рассчитываемого сечения (рис. 8.22), то изгибающий момент M_1 , воспринимаемый сквозным косяком, будет создаваться составляющей N' , а составляющие N'' , действующие нормально к осям косяков, создают в них крутящие моменты.

Таким образом, изгибающий момент в сквозном косяке

$$M_1 = M_a / \sin \alpha ,$$

где M_a - расчетный момент в арке; α - угол между косяками и образующей свода.

Крутящий момент в расчете косяков обычно не учитывают, так как он в основном воспринимается настилом, прикрепленным к косякам.

В бесшарнирном узле из клефанерных косяков, где оба направления косяков воспринимают изгибающий момент,

$$M_1 = M_a/2 \sin \alpha .$$

Благодаря пространственной работе покрытия на значение изгибающих косяки моментов оказывают влияние жесткие фронтоны, которые увеличивают жесткость покрытия и уменьшают прогибы и изгибающие моменты в косяках. Разгружающее действие жестких фронтонов определяют коэффициентом (табл.8.1) в зависимости от отношения B/S_d , где B - расстояние между жесткими фронтонами; S_d -длина дуги поперечного сечения свода.

Таблица 8.2. Коэффициенты k_ϕ фронтонов

B/S_d	1 и менее	1,5	2	2,5 и более
k_ϕ	2	1,4	1,1	1,0

Таким образом, расчетный изгибающий момент в косяке:

$$M_{\text{расч.}} = M_a/\xi k_\phi \sin \alpha ,$$

а в бесшарнирном варианте из клефанерных косяков

$$M_{\text{расч.}} = M_a/\xi k_\phi 2 \sin \alpha ,$$

При внецентренном узловом соединении неизбежно появление дополнительных изгибающих моментов, действующих в направлении меньшего момента инерции косяков (рис. 8.23). Однако, как правило, при наличии продольного настила эти дополнительные моменты обычно в расчете не учитываются. Необходимо иметь в виду, что прикреплять каждый элемент настила к каждому косяку обязательно следует не менее чем двумя гвоздями.

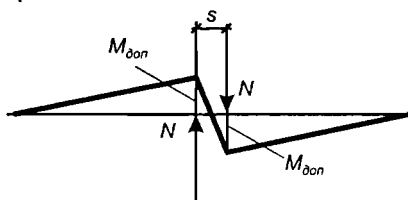


Рис. 8.23. Схема работы косяков в плоскости их меньшего момента инерции

В выделенной арочной полосе нормальные силы N_a воспринимаются одинаково обоими косяками (рис. 8. 24). На каждый косяк передается усилие

$$N_1 = N_a/2 \sin \alpha .$$

Проверяют напряжение в косяках по формуле

$$N_a/2F_{\text{нт}} \sin \alpha + M_a/\xi k_\phi W_{\text{нт}} \sin \alpha \leq R_c ,$$

где $F_{\text{нт}}$, $W_{\text{нт}}$ - площадь и момент сопротивления нетто косяка в середине его длины; α - угол между продольной осью косяка и образующей свода;

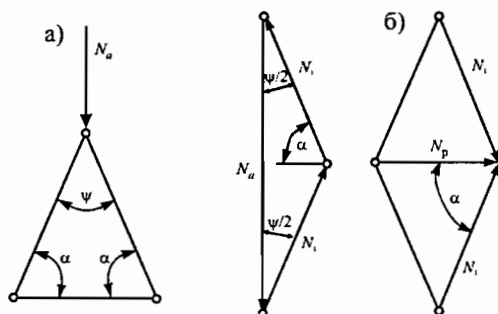


Рис. 8.24. Схемы разложения нормальных сил в узлах свода: а - в среднем узле; б - в торцовом узле

$$\xi = 1 - \frac{\lambda^2 N_a}{3000 \times 2 F_{\text{ср}} R_c \sin \alpha},$$

где λ - гибкость свода, определяемая для варианта с узлами на болтах из косяков цельного сечения по формуле

$$\lambda = \frac{0,6 l_0}{\sin \alpha \sqrt{J_{\text{ср}} / 2 F_{\text{ср}}}} \approx \frac{3 l_0}{\sin \alpha h_k},$$

где 0,6 - эмпирический коэффициент, учитывающий пространственную работу сетки свода.

Для свода стрельчатого очертания этот коэффициент равен - 0,7.

Так как суммарная деформация свода определяется длиной, на которой происходит накопление элементарных деформаций под действием изгибающего момента, то, учитывая косое направление косяков, расчетная длина свода увеличивается делением на $\sin \alpha$.

Свободную расчетную длину дуги свода принимают при наличии односторонней нагрузки $l_0 = 0,58 S_a$.

Для свода с бесшарнирными узлами из клефанерных косяков

$$\lambda = \frac{0,6 l_0}{\sin \alpha \sqrt{J_{\text{ср}} / F_{\text{ср}}}} = \frac{3 l_0}{\sin \alpha h_k},$$

где 0,6 - эмпирический коэффициент.

Для сводов с узловыми соединениями на шипах

$$\lambda = \frac{0,75 l_0}{\sin \alpha \sqrt{J_{\text{ср}} / 2 F}},$$

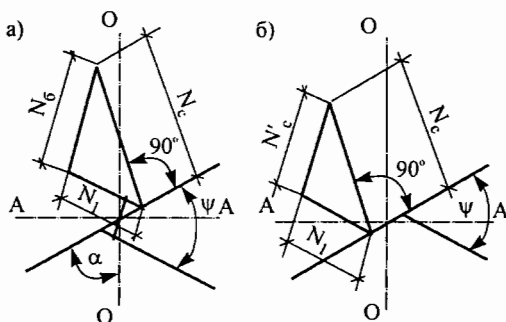
где 0,75 - эмпирический коэффициент.

При стрельчатом очертании свода коэффициент надо принимать 0,85.

В узлах кружально-сетчатых сводов всех вариантов, кроме свода с бесшарнирными узлами, следует проверять боковые грани сквозного косяка на смятие поперек волокон торцами набегающих косяков (рис.8.25). Силу смятия находят по формуле

$$N_c = N_a / (2 \sin \alpha \sin 2\alpha).$$

Рис. 8.25. Разложение сил в узле кружально-сетчатого свода а - на болтах; б - на шипах



Разложение сил в узле кружально-сетчатого свода с узловыми соединениями на болтах показано на рис. (8.25,а). Натяжение болтов

$$N_6 = \frac{N_a \operatorname{ctg} 2\alpha}{2 \sin \alpha}.$$

Сжимающие усилия в косяках, примыкающих к торцовой стене, дают равнодействующую в направлении образующей свода $N_p = N_a \operatorname{ctg} \alpha$ (см. рис. 8.25б).

Во избежание передачи усилий N_p на торцовые стены они воспринимаются досками продольного настила (обрешеткой), прикрепляемыми к верхнему поясу торцовой арки. Стыки досок продольного настила располагают вразбежку. Необходимое количество гвоздей для прикрепления одной доски продольного настила шириной b в торцовой арке находят по формуле

$$n_{гв} = N_p b / \Delta s T_{гв}.$$

На участке, равном расстоянию между стыками двух смежных досок, каждую из них прикрепляют к косякам сетки гвоздями в количестве, не меньшем полученного по формуле. Расчет продольного настила ведут на совместное действие изгиба от внешней нагрузки на пролете между косяками и на растяжение, вызываемое силой N_p .

В кружально-сетчатых сводах всех систем, кроме выполненных из клефанерных косяков с бесшарнирным узлом, каждый косяк работает в основном как однопролетная балка с нагрузками, сосредоточенными в середине пролета (рис. 8.26.).

В своде с узловыми соединениями на шипах опорная реакция воспринимается шипами и передается на соответствующие грани гнезда, а в ва-

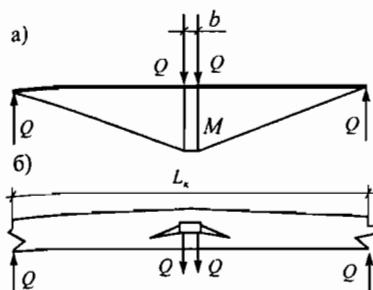


Рис. 8.26. Эпюра изгибающих моментов в отдельных косяках (а) и характер разрушения косяка (б)

рианте с узловыми соединениями на болтах – силами трения между торцами косяков и боковыми гранями сквозных косяков. Причина такого различия в том, что диаметр гнезда, как указывалось выше, приходится делать больше диаметра болта на 4 мм из-за несовпадения оси болта с осью гнезда, что исключает работу болта как нагеля. Анализ показывает, что сила трения, равная $k_{тр}N_1$ при отношении $l_k/h_k = 10 \dots 13$ больше силы Q в 1,5 – 1,7 раза.

В варианте с соединениями на шипах силу трения учитывать не следует, так как нельзя обеспечить плотность сопряжения торцов набегающих косяков с боковыми гранями сквозного косяка из-за невозможности изготовления косяков с допусками (по длине), равными нулю. В варианте с соединениями на болтах в узлах сила трения надежно обеспечивается болтами при практически осуществимых допусках соответствующим завинчиванием гаек при сборке свода.

Передача поперечных сил Q с узлами на болтах трением происходит равномерно по всей высоте торца, а не сосредоточенно по линии верхних или нижних граней гнезда и соответствующих граней шипов, что немного повышает опасность раскалывания косяков в этом варианте свода. Для уменьшения этой опасности рекомендуется увеличивать длину косяка ($l_k/h_k \geq 13$), так как при этом уменьшается поперечная сила (см. рис. 8.24), которая равна

$$Q = \frac{2M_{расч}}{l_k - 2b} = \frac{2Ma}{\xi k_\phi \sin \alpha (l_k - 2b)}.$$

Конструкция жестких фронтонов, а также примыкание свода к фронтону должны быть проверены расчетом на нагрузку, приходящуюся на единицу длины горизонтальной проекции фронтонной арки, по формуле

$$q_\phi = qB/2[1 - (2/3k_\phi)],$$

где q_ϕ – соответствующая (симметричная или односторонняя) нагрузка на горизонтальную проекцию свода. Значение B следует принимать не более $2,5 s_d$.

В зависимости от схемы настенные брусья рассчитывают на изгиб:

а) при опирании на отдельно стоящие стойки – косой изгиб от действия вертикальной и горизонтальной (распор) нагрузки свода;

б) при опирании на стену – на изгиб в горизонтальной плоскости от действия распора.

Расчетный пролет при расчете на вертикальные нагрузки – расстояние между стойками на горизонтальные нагрузки – расстояние между затяжками свода.

Глава 8.4. Купола

8.4.1. Типы куполов и их характеристика

Купольные покрытия являются самой распространенной формой пространственных конструкций, в том числе из древесины, фанеры, пластмасс. Будучи одним из наиболее экономичных видов оболочек на крутом или многоугольном плане, они получили широкое распространение в гражданском, промышленном и сельскохозяйственном строительстве. Очертание куполов зависит от архитектурных и технологических требований, вида материала, типизации элементов, простоты изготовления, транспортировки монтажа конструкций. Купольные оболочки из пластмасс имеют диаметр от одного метра (световые фонари) до 50 – 60 м (усеченные сферы укрытия антенных устройств). При усилении пластмассовых куполов деревянными или металлическими ребрами их пролеты могут превышать 100 м. Купола из клефанерных элементов достигают диаметра 90 м. Известные к настоящему времени возведенные деревянные купола достигают пролета 153 и 162 м, а покрытие над стадионом, разработанное в США в форме ребристого купола с сетчатым заполнением из клееной древесины и фанеры, запроектировано диаметром 257 м.

Классифицировать купола покрытия можно по самым различным признакам. По материалу – из древесины, фанеры, пластмасс и их сочетаний. По конструктивному решению – тонкостенные купола-оболочки, ребристые купола, ребристо-кольцевые, ребристо-кольцевые купола с решетчатыми связями, сетчатые. По форме поверхности, получаемой вращением образующей вокруг вертикальной оси, купола могут быть сферического очертания, эллиптического, конического, в форме гиперболоида вращения и т.д. Пластмассовые купола часто проектируют из волнистых (лотковых) и складчатых элементов.

Основными нагрузками, действующими на купольное покрытие, являются: собственный вес конструкции, снеговой покров, технологическая нагрузка от массы оборудования и приспособлений; для подъемистых куполов – ветровая нагрузка.

Методика расчета купольных покрытий зависит от типа оболочки и вида нагрузки – осесимметричной и неосесимметричной. К первой, как правило, относится собственный вес конструкции; как вариант – масса сплошного снегового покрова и симметрично подвешенного оборудования. Ко второй – ветровая нагрузка; как вариант – односторонняя снеговая и масса несимметрично расположенного оборудования.

Оболочка купола считается пологой, если отношение стрелы подъема купола к его диаметру не превышает $1/5$. При отношении стрелы подъема купола к его диаметру не более $1/4$ ветровой напор создает на поверхности купола отсос, который разгружает купол и при достаточном собственном весе покрытия может не учитываться. Однако легкие пластмассовые купола необходимо проверять расчетом на действие отсоса ветра.

8.4.2. Тонкостенные купола-оболочки

По характеру работы к этой конструктивной схеме ближе всего относятся пластмассовые гладкие купола оболочки - однослойные, двух- и трехслойные. Однослойные пластмассовые купола изготавливают из полиметилметакрилата (органическое стекло), поликарбоната, полиэфирного стеклопластика (чаще всего светопрозрачного) и пенопласта (пенополистирол и др.). Трехслойные купола-оболочки общей толщиной от 15 до 50 мм имеют стеклопластиковые обшивки толщиной до 3 мм и средний слой из пенополистирола, пенополиуретана, пенополивинилхлорида, пенофенопласта, сополиста и просто воздушной прослойки. Двухслойные оболочки состоят из наружного стеклопластикового слоя и внутреннего пенопластового.

Диаметр и толщина однослойных куполов из полиметилметакрилата соответственно достигают 10 мм и 20 мм; из стеклопластика - 9 мм и 6 мм; из пенопласта - 24 мм и 200 мм. Трехслойные купола возводят диаметром до 25 м с общей толщиной оболочки до 50 мм.

Параметры двухслойных куполов аналогичны однослойным стеклопластиковым, т.к. внутренний пенопластовый слой в основном выполняет функцию утеплителя.

Интересным примером трехслойного пластмассового купола является покрытие выставочного павильона в г. Бергамо (Италия) (рис. 8.27.). Диаметр купола 25 м, высота 9 м, общая толщина оболочки 50 мм, обшивка из стеклопластика толщиной 3 мм, средний слой - пенопласт. Купол собран на болтах из 24 однотипных сегментов с размером понизу около 3,3 м, имеющих круглые проемы диаметром 1 м, заполненные акриловыми фонарями.

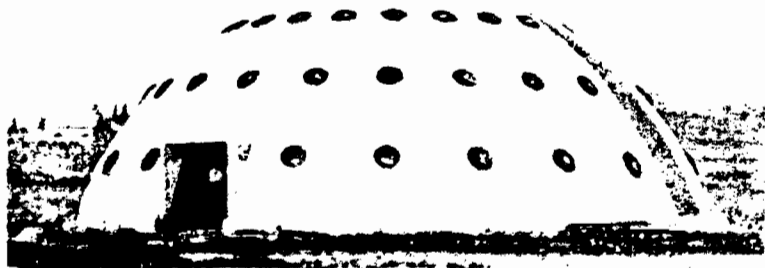


Рис. 8.27. Трехслойный пластмассовый купол покрытия выставочного павильона в г.Бергамо (Италия)

Сегменты опираются на полое железобетонное кольцо с размещенным на нем техническим оборудованием. С двух сторон по диаметру купола устроены крупногабаритные проемы для въезда грузовых автомобилей. При необходимости можно стыковать несколько куполов по выступам входного обрамления проемов, получив тем самым многокупольное помещение. Масса покрытия на 1 м² перекрываемой площади 20 кг.

Деревянные тонкостенные купола-оболочки проектируют диаметром 12-35 м; они, как правило, имеют сферическое очертание. Купол состоит (рис. 8.28) из меридианных ребер (арочек), верхнего и нижнего опорных колец, кольцевого и косога настила.

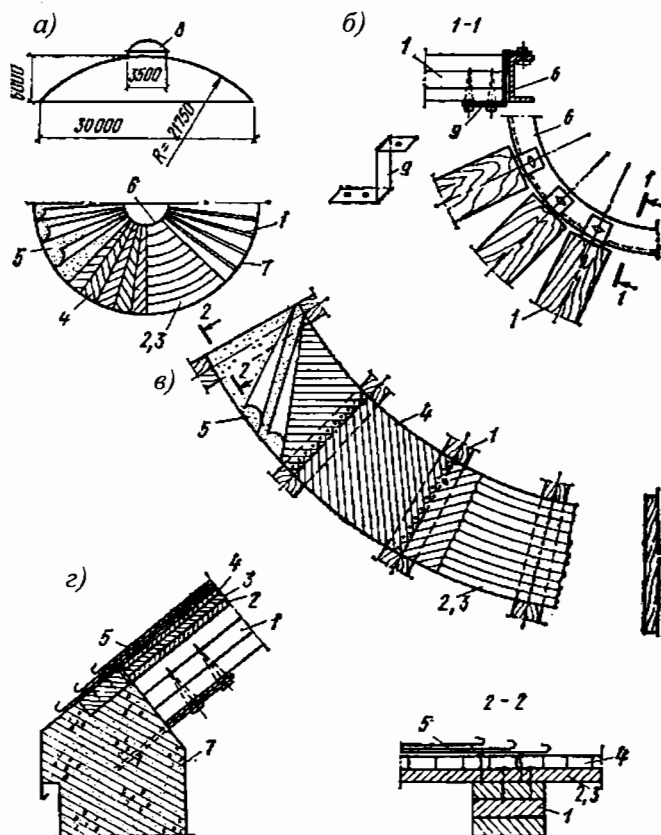


Рис. 8.28. Тонкостенный купол-оболочка: а - поперечный разрез и план; б - примыкание к верхнему опорному кольцу; в - детали покрытия; г - примыкание к нижнему опорному кольцу; 1 - дощатые ребра; 2 - нижний слой кольцевого настила; 3 - верхний слой кольцевого настила; 4 - косога настил; 5 - кровля; 6 - верхнее опорное кольцо; 7 - нижнее железобетонное опорное кольцо; 8 - фонарь; 9 - металлическая деталь крепления ребер

Меридианные ребра воспринимают сжимающие усилия в оболочке по направлению меридиана и передают их на верхние и нижние опорные кольца. Ребра состоят из нескольких слоев склеенных или сбитых гвоздями досок, общей высотой поперечного сечения не менее $1/250$ диаметра купола, которую принимают из условия его жесткости. Шаг ребер по нижнему опорному кольцу назначают $0,8 - 1,5$ м. Верхние концы ребер присоединяют шарнирно к верхнему сжатому кольцу. Ребра передают на кольцо продольную и поперечную силу. Соединения осуществляют металлическими накладками, присоединяемыми к ребрам болтами, глухарями или зубчатыми шпонками. При значительных поперечных усилиях применяют сварные металлические башмаки.

Верхнее кольцо изготавливают металлическим или деревянным. Деревянные кольца могут быть клееными или кружальными на гвоздях. Диаметр верхнего кольца принимают таким образом, чтобы к нему беспрепятственно примыкало требуемое количество меридианных ребер. Отверстие кольца часто используют как световой или аэрационный фонарь.

Нижнее опорное кольцо воспринимает распор меридианных ребер и работает на растяжение. Оно может быть железобетонным, деревянным или металлическим в зависимости от уровня опирания купола и вида нижних опорных конструкций (железобетонные фундаменты, металлические или деревянные стойки и т.д.). Концы ребер должны быть заанкерены в опорном кольце, а последнее надежно соединено с нижележащими конструкциями.

Кольцевые настилы воспринимают усилия, действующие в кольцевом направлении оболочки. В нижней части купола, где могут возникать растягивающие кольцевые усилия, кольцевой настил выполняют из двух слоев досок. Нижний укладывают непосредственно на меридианные ребра, верхний — перекрывает стыки нижнего, сдвигаясь относительно их на половину длины доски. Оба слоя прибивают гвоздями. Доски не выкружаливают и поэтому между ними образуются зазоры. Вместо досок можно применять склеенные по длине плети брусков. В этом случае настил может быть одинарным, стыки плетей располагаются вразбежку и соединяются гвоздями через меридианное ребро или смежные бруски. Толщину досок кольцевого настила принимают $19-25$ мм. В верхней части купола, где действуют сжимающие кольцевые усилия, настил выполняют из одного слоя досок (брусков) толщиной, равной двойному нижнему кольцевому настилу.

Косой настил воспринимает сдвигающие усилия, которые возникают при не симметричной нагрузке на купол. Он состоит из одного слоя досок толщиной $16-25$ мм, укладываемого сверху кольцевого настила от одного меридианного ребра к другому, под углом около 45° , образуя на поверхности купола елочку.

Купола-оболочки могут быть выполнены из крупнопанельных клефанерных элементов, что значительно снижает трудоемкость возведения покрытия.

Деревянные тонкостенные купола-оболочки собирают с помощью лесов. Особое внимание обращают на приторцовку стыков сжатого кольцевого настила.

Статический расчет куполов-оболочек производят по безмоментной теории, согласно которой для сферической оболочки при действии на нее осесимметричной нагрузки основное уравнение напряженного состояния имеет вид

$$T_1 + T_2 = qR,$$

где T_1 — меридиональное усилие на единицу длины кольцевого сечения; T_2 — кольцевое усилие на единицу длины дуги меридиана; q — равномерно распределенное нормальное к поверхности купола давление, направленное к центру сферы; R — радиус сферического купола (рис. 8.29а).

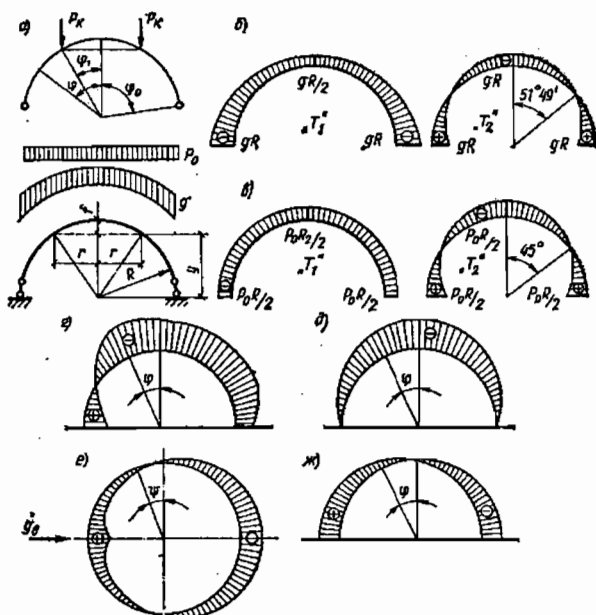


Рис. 8.29. Нагрузки и усилия в куполе-оболочке:

а - расчетная схема; б - эпюры меридиональных и кольцевых усилий от собственного веса купола; в - то же, от снеговой нагрузки; г, е - эпюры ветрового давления на купол в поперечном сечении и в плане; д, ж - симметричная и косимметричная эпюры ветрового давления на купол

Определение усилий от собственного веса. Постоянная нагрузка от собственного веса g считается равномерно распределенной по всей поверхности купола (рис. 8.29а). Для определения меридионального усилия T_1 рассмотрим равновесие верхней части купола, отсеченной горизонтальной плоскостью, проходящей на расстоянии y от центра сферы (рис. 8.29а). На

отсеченный сферический сегмент действует нагрузка от собственного веса вышележащей части купола

$$2\pi Rfq = 2\pi R(R - R \cos \varphi)g,$$

которая уравнивается проекцией на вертикальную ось меридиональных усилий T_1 , действующих по периметру кольцевого сечения радиусом $r = R \sin \varphi$,

$$T_1 2\pi r \sin \varphi = T_1 2\pi R \sin^2 \varphi,$$

отсюда меридиональное усилие на единицу длины кольца равно

$$T_1 = \frac{gR(1 - \cos \varphi)}{\sin^2 \varphi} = -g \frac{R}{1 + \cos \varphi}.$$

Для тонкостенного деревянного купола-оболочки при числе меридианных ребер m и расстоянии между ними по длине дуги рассматриваемого горизонтального сечения a усилие в одном ребре в данном горизонтальном сечении определяется:

$$T_{1\text{реб}} = T_1 a.$$

Кольцевое усилие T_2 найдем из основного уравнения безмоментной сферической оболочки, выражая давление q через вертикальную нагрузку g , а T_1 через значение уравнения $q = g \cos \varphi$,

$$-g \frac{R}{1 + \cos \varphi} + T_2 = -g \cos \varphi R,$$

откуда кольцевое усилие на единицу длины меридиана

$$T_2 = -gR \left(\cos \varphi - \frac{R}{1 + \cos \varphi} \right).$$

При угле $\varphi = 51^\circ 49'$ кольцевое усилие меняет свой знак, переходя от сжимающего к растягивающему.

Определенные усилия T_1 и T_2 , справедливы для сплошного замкнутого купола. Если в куполе имеется фонарное отверстие и масса фонаря более чем в 1,5 раза отличается от массы вырезанной части купола, то необходимо учесть нагрузку P_k (рис. 8.29а), линейно распределенную по краю сечения фонарного выреза

$$\begin{aligned} T_1 &= -P_k (\sin \varphi_1 / \sin^2 \varphi); \\ T_2 &= P_k (\sin \varphi_1 / \sin^2 \varphi). \end{aligned}$$

Растягивающие усилия в опорном кольце от собственного веса купола можно определить по формуле

$$N_k = Q_{\varphi_0} / 2\pi \operatorname{tg} \varphi_0,$$

где Q_{φ_0} - масса купола.

$$Q_{\varphi_0} = 2\pi R^2 g (1 - \cos \varphi_0).$$

Для случая кольцевой нагрузки по фонарному вырезу

$$N_k = P_k R \sin \varphi_1 \operatorname{tg} \varphi_0.$$

Определение усилий от снеговой нагрузки.

Интенсивность снеговой нагрузки по поверхности купола обычно принимают по закону косинуса $P = P_0 \cos \varphi$, где P_0 – равномерно распределенная нагрузка по проекции поверхности на горизонтальную плоскость.

Меридиональное усилие на единицу длины кольца в любом сечении имеет постоянное значение

$$T_1 = -\frac{\pi r^2 P_0}{2\pi r \sin \varphi} = -\frac{P_0 R}{2}.$$

Усилие на одно меридианное ребро составит

$$T_{1\text{реб}} = -\frac{P_0 R}{2} a.$$

Кольцевое усилие на единицу длины меридиана определится с учетом нормальной составляющей нагрузки в уровне кольцевого сечения $q = P_0 \cos^2 \varphi$.

Тогда:

$$T_2 = -qR + P_0 \frac{R}{2} = -\frac{1}{2} P_0 R \cos 2\varphi.$$

Кольцевое усилие меняет знак при $\varphi = 45^\circ$.

Усилие растяжения в опорном кольце

$$N_k = (P_0 R^2/4) \sin 2\varphi_0.$$

При действии на купол несимметричной нагрузки в оболочке кроме меридиональных и кольцевых усилий возникают сдвигающие усилия S . Расчет сферического купола на одностороннюю снеговую нагрузку, исходя из нормальной к поверхности купола нагрузки

$$P = 0,4P_0(1 + \sin \varphi \sin \psi),$$

где P_0 – нагрузка на единицу площади горизонтальной поверхности; ψ – угол широты в плане нижнего круга сферического купола, отсчитываемый от диаметра, перпендикулярного направлению ветра, при котором получается одностороннее нагружение (рис. 8.28е).

$$T_1 = 0,4P_0 R \left[\frac{1}{2} + \frac{\cos \varphi}{3 \sin^3 \varphi} (2 + \cos \varphi)(1 - \cos \varphi)^2 \sin \psi \right];$$

$$T_2 = 0,4P_0 R \left\{ \frac{1}{2} + \left[\sin \varphi - \frac{\cos \varphi}{3 \sin^3 \varphi} (2 + \cos \varphi)(1 - \cos \varphi)^2 \right] \sin \psi \right\};$$

$$S = \frac{0,4P_0 R}{3} \frac{(2 + \cos \varphi)^2}{\sin^3 \varphi} \cos \varphi.$$

Определение усилий от ветровой нагрузки производят приближенно заменой действительной эпюры ветрового давления (рис. 8.29 г) суммой двух эпюр – симметричной (рис. 8.29 д.) $g_s^{\text{сим}} = g_s^o \cos 2\varphi$, где g_s^o – расчетная нагрузка от давления ветра на вертикальную плоскость на уровне основания купола, и кососимметричной (рис. 8.29 ж.) $g_s^{\text{кс}} = g_s^o \sin \varphi \sin \psi$.

Усилия от симметричной эпюры:

$$T_1^{\text{сим}} = -g_s^o \frac{R}{3} \frac{1 + \cos \varphi + \cos^2 \varphi}{1 + \cos \varphi};$$

$$T_2^{\text{сим}} = -g_s^o R \left[\cos^2 \varphi - \frac{1 + \cos \varphi + \cos^2 \varphi}{3(1 + \cos \varphi)} \right].$$

Усилия от кососимметричной эпюры ветрового давления:

$$T_1 = g_s^o R \frac{\cos \varphi}{\sin^3 \varphi} \left(\frac{2}{3} - \cos \varphi + \frac{1}{3} \cos^3 \varphi \right) \sin \psi,$$

$$T_2 = g_s^o R \left[\sin \varphi - \frac{\cos \varphi}{\sin^3 \varphi} \left(\frac{2}{3} - \cos \varphi + \frac{1}{3} \cos^3 \varphi \right) \right] \sin \psi.$$

Кососимметричная нагрузка дает сдвигающие усилия, которые можно определить из табл. 8.3.

Купольные покрытия обладают хорошей обтекаемостью. Поэтому при $f/l \leq 1/4$ достаточно учесть только симметричный отсос. Для купола $f/l > 1/4$ следует принимать во внимание и кососимметричную ветровую нагрузку.

В деревянных тонкостенных куполах-оболочках гвозди, соединяющие настилы купола с меридианными ребрами, рассчитывают на разность усилий T_1 по их длине. Двойной кольцевой растянутый настил проверяют на прочность по площади $F_{\text{нт}} = 0,5F_{\text{бр}}$. Гвозди в растянутом кольцевом настиле рассчитывают из условия перекрытия его стыков и размещают в местах пересечения досок настила с меридианными ребрами. Доски косого настила проверяют на усилия S , на эту же силу рассчитывают гвозди, соединяющие косой настил с меридианными ребрами. Верхнее кольцо купола проверяют на сжатие с учетом опасности потери устойчивости и на смятие в стыках.

Усилие сжатия в кольце

$$N_k = T_1 r_k \cos \varphi_k.$$

Проверка кольца на устойчивость:

$$\sigma_{\text{кр}} = \frac{N_{\text{кр}}}{F_{\text{кр}}} = \frac{3E_k J_k}{r_k^2 F_k} \leq R_c$$

где F_k , E_k , J_k , r_k – площадь поперечного сечения, модуль упругости материала, момент инерции и радиус кривизны кольца относительно вертикальной оси.

Таблица 8.3. Сдвигающие усилия в сферическом куполе при кососимметричной ветровой нагрузке

ц, град	Сдвигающие усилия S
10	$0,5g_a^0 R (0,0356 \cos \psi - 0,0048 \cos 3\psi)$
30	$0,5g_a^0 R (0,1165 \cos \psi - 0,0571 \cos 3\psi)$
50	$0,5g_a^0 R (0,2134 \cos \psi - 0,1897 \cos 3\psi)$
70	$0,5g_a^0 R (0,3506 \cos \psi - 0,4906 \cos 3\psi)$
90	$0,5g_a^0 R (0,5657 \cos \psi - 1,3254 \cos 3\psi)$

Критическое напряжение потери устойчивости сферической оболочки проверяют по формуле

$$\sigma_{кр} = \frac{E\delta}{R\sqrt{3(1-\mu^2)}} \leq \sum \sigma_c$$

где δ - толщина оболочки; E, μ - модуль упругости и коэффициент Пуассона материала (древесины, пластмасс, фанеры); $\sum \sigma_c$ - суммарное сжимающее напряжение от всех видов нагружения; R - радиус кривизны сферической оболочки.

8.4.3. Ребристые купола

Ребристые купола — одна из первых конструктивных схем купольных покрытий, состоящая из отдельных, поставленных радиально плоскостных несущих криволинейных или прямолинейных ребер, опирающихся в верхнее и нижнее опорные кольца или фундаменты (рис. 8.30). Ограждающая часть покрытия, уложенная по верхним граням ребер, образует поверхность купола. Покрытие состоит из дощатых щитов или настила по кольцевым прогонам, клефанерных или стеклопластиковых панелей.

Несущие меридианные деревянные ребра постоянного переменного сечения могут быть выполнены в виде полуарок (поверхности положительной гауссовой кривизны) или прямолинейных элементов (конические купола) из клееной древесины, фанеры или досок со сплошной или сквозной стенкой на гвоздях, а иногда из ферм. Несущие ребра увеличивают жесткость купола, позволяют воспринимать сосредоточенные нагрузки от оборудования, способствуют приданию оболочке проектной формы при возведении без лесов и облегчают монтаж покрытия. Высоту поперечного сечения ребер принимают в пределах 1/50 — 1/75 диаметра купола. Ребра устанавливают по нижнему опорному кольцу с шагом 4,5 — 6 м. Для обеспе-

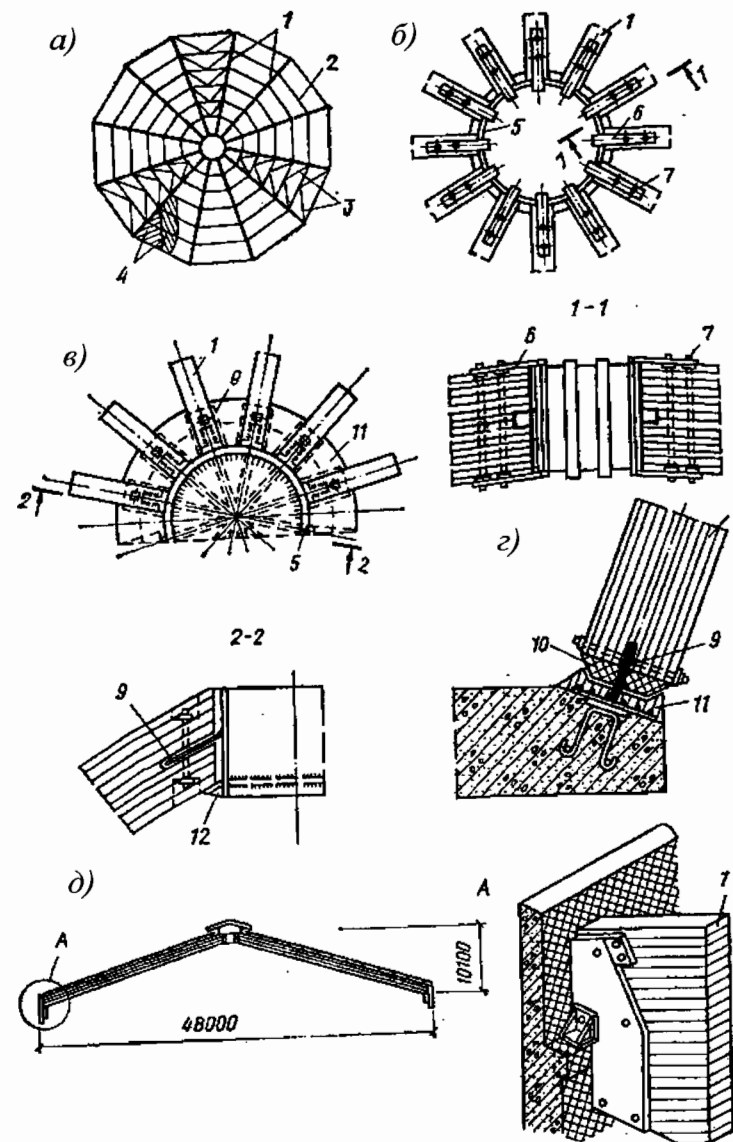


Рис. 8.30. Ребристые купола: а - схема купола; б, в - варианты узлов примыкания ребер к верхнему кольцу; г - узел примыкания ребер к фундаментам; д - поперечный разрез конического ребристого купола; 1 - ребро; 2 - прогоны или панели; 3 - скатные связи; 4 - кровля; 5 - верхнее металлическое опорное кольцо; 6 - металлическая планка; 7 - зубчатая шпонка; 8 - ребро жесткости; 9 - пластичный шарнир; 10 - клин из клееной древесины; 11 - полимербетон; 12 - столик опорного кольца

ния устойчивости ребер из плоскости и повышения общей жесткости покрытия между двумя соседними ребрами купола устанавливают связи. Количество пар ребер, соединенных связями, принимают не менее трех. Чаще всего ребра соединяют попарно по всему покрытию.

Дощатый настил укладывают по прогонам в два слоя – продольный и косой.

Верхнее сжатое кольцо (круглое или многоугольное) в отличие от кольца тонкостенных куполов-оболочек проектируют более жестким, или применяют жесткое соединение ребер с кольцом, учитывая его работу на изгиб и кручение, так как два ребра, расположенные в одной диаметральной плоскости, работают как арочная конструкция, прерванная в коньковом шарнире кольцом. При большом диаметре верхнее кольцо для повышения его жесткости и устойчивости раскрепляют внутренними распорками. Нижнее опорное кольцо, как в тонкостенных куполах, может быть круглого или многоугольного очертания из железобетона, металла или древесины. Соединение ребер с нижним кольцом осуществляется шарнирно (рис. 8.30).

По характеру работы к ребристым куполам относятся складчатые купола из древесины, фанеры, пластмасс и волнистые из стеклопластика. На рис. 8.31 показано складчатое купольное покрытие здания павильона детских игр в г.Блекпуле (США) диаметром около 20 м, высотой в центре зала 7 м. Каждое из 16 ребер собрано из четырех треугольных решетчатых элементов. Кровля купола выполнена из алюминиевых листов, распор воспринимается металлическим кольцом, опирающимся на стальные стойки.

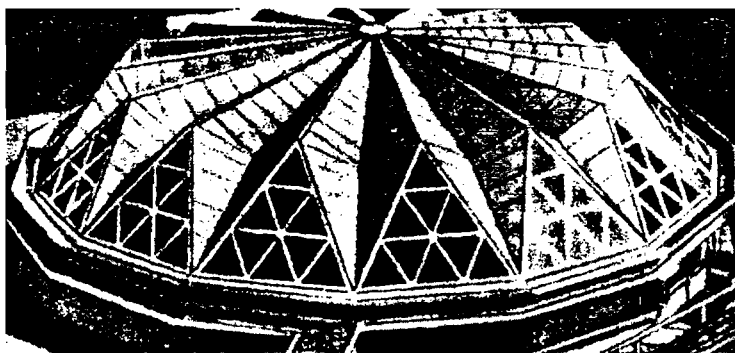


Рис. 8.31. Складчатое купольное покрытие павильона детских игр в Блекпуле (США)

Волнистые стеклопластиковые купола из лоткообразных криволинейных элементов (волн) меридианной разрезки выполняют диаметром до 30 м. Масса покрытия на 1 м² проекции составляет 10-20 кг. Толщина волны колеблется от 4 мм в центре до 8 мм по краям. Соединение болтовое. На рис. 8.32 приведен пример покрытия рынка в пригороде Парижа Сент-Уан диаметром 18 м, со стрелой подъема 3,3 м. Каждый из 20 волнистых элемен-



Рис. 8.32. Волнистый стеклопластиковый купол диаметром 18 м над зданием рынка в Сент-Уан (Франция)

тов имеет ширину в основании 2,8, высоту 1,1 м, толщину 7 мм. Купол установлен в верхней части здания размером 36×18 м.

Расчет ребристых куполов на вертикальную симметричную относительно оси купола нагрузку может быть выполнен расчленением покрытия на отдельные плоские арки, каждая из которых воспринимает нагрузку с приходящейся на нее грузовой площади треугольного очертания.

При расчете купола на горизонтальную ветровую или несимметричную вертикальную нагрузки конструкцию также расчленяют на диаметрально расположенные арки. Арка, получающая от нагрузки наибольшее горизонтальное смещение, испытывает упругий отпор остальных арок, расположенных под углом к ней. Для простоты считают, что горизонтальные сечения купола не деформируются, а только смещаются в горизонтальном направлении одно относительно другого. Тогда упругий отпор на рассматриваемую арку можно считать приложенным в ключе арки (рис. 8.33а) и усилия определяются из условия совместности деформаций всех арок в ключевом шарнире, используя при этом уравнение метода сил. Такой расчет можно выполнить по методике, изложенной в курсе «Металлические конструкции» под общей редакцией проф., д. т. н. Е. И. Белени.

Для приближенного расчета в запас прочности можно рассчитывать арки на все виды загрузки как обычные плоские системы.

При подборе сечения арок в зависимости от жесткости и надежности их соединения с кольцевыми прогонами последние могут обеспечивать общую устойчивость меридианных ребер из их плоскости, уменьшая расчетную длину ребер при проверке устойчивости плоской формы деформирования. Расчет верхнего и нижнего колец выполняют аналогично куполам предыдущего типа.

8.4.4. Ребристо-кольцевые купола.

В ребристо-кольцевых схемах купольных покрытий в общую работу каркаса купола включены непрерывные кольцевые прогоны, которые пересекают меридианные ребра и работают не только на местный изгиб, но и воспринимают растягивающие кольцевые усилия, являясь ярусными затяжками. Сечения такого купола в плоскости кольцевых прогонов не имеют свобод-

ных горизонтальных перемещений. Высота поперечного сечения ребер благодаря участию в общей работе купола кольцевых прогонов уменьшается до 1/100-1/150 диаметра купола. Ребра с кольцевыми прогонами соединяются, как правило, шарнирно. Кольцевые прогоны и ребра чаще всего изготавливают из клееной древесины, но могут быть и клефанерными. При диаметре купола 90-100 м высота поперечного сечения ребер составляет 30-50 см.

Верхнее и нижнее кольца, а также скатные (по верхнему поясу ребер) и поперечные (вертикальные) связи между ребрами устраивают как и в ребристых куполах. Внешний вид ребристо-кольцевого купола аналогичен ребристому куполу.

При осесимметричной нагрузке расчет купола можно вести, расчлняя его на плоские арки с условными затяжками-кольцами (рис. 8.33б), каждая из которых полностью воспринимает приходящуюся на ее долю нагрузку, так как силы взаимодействия между арками в ключе равны нулю. Площадь сечения условных затяжек определяют по формуле

$$F_3 = \frac{2\pi F_K}{nE_3},$$

где n - количество ребер в куполе; F_K , E_K - площадь и модуль упругости кольца; F_3 , E_3 - площадь и модуль упругости условной затяжки.

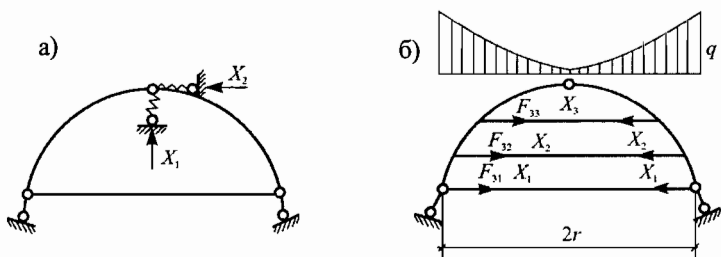


Рис. 8.33. Расчетные схемы арок ребристых (а) и ребристо-кольцевых (б) куполов

Неизвестные усилия в затяжках проще всего вычислить методом сил, решая систему с количеством неизвестных, равным числу условных затяжек. При несимметричных нагрузках купол рассчитывают так же, как и ребристый.

К ребристо-кольцевому куполу можно отнести покрытие крытого рынка в Волоколамске (рис. 8.34). Основными элементами ребристого купола диаметром 30 м являются 12 клееных деревянных меридианных ребер (полуарок). На отметке около 7 м сделано кольцо-затяжка из напрягаемой арматуры класса А1 сечением 2Ø20 мм. Нижние концы полуарок через пластинчатые шарниры опираются на железобетонные фундаменты (см. рис. 8.29г), а верхние - в металлическое опорное кольцо из трубы диаметром 1020 мм (см. рис. 8.29в); между основными ребрами устроены 12 витраж-

ных полуарок. Панели покрытия деревянные трехслойные с обшивкой из досок толщиной 19 и 25 мм. Заполнение панелей - минераловатные полужесткие плиты толщиной 80 мм. Панели опираются на клееные прогоны шагом 1,5 м. Кровля из оцинкованной стали. Высота купола 14,5 м. Вверху устроен фонарь.

Следующей конструктивной схемой купола, которой предусмотрено увеличение связанности системы, является ребристо-кольцевой купол с решетчатыми связями (рис. 8.35,а), устанавливаемыми в каждой четырехугольной ячейке ребристо-кольцевого купола. Диагональные связи участвуют в общей работе купола, что приводит к уменьшению усилий в ребрах и кольцах. Именно по такой конструктивной схеме чаще всего проектируют

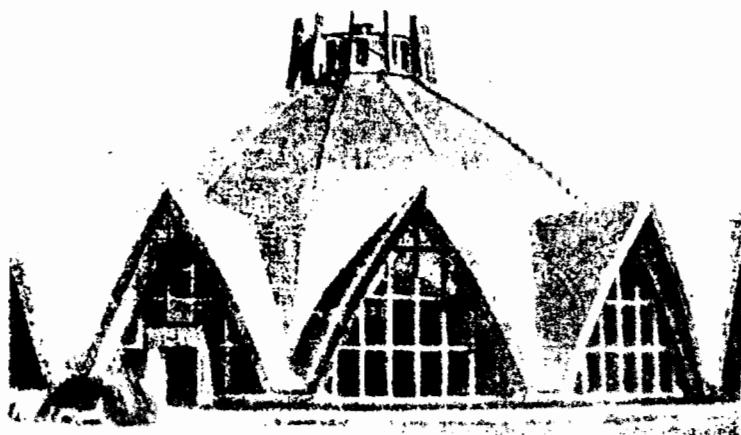


Рис. 8.34. Крытый рынок на 100 торговых мест в Волоколамске

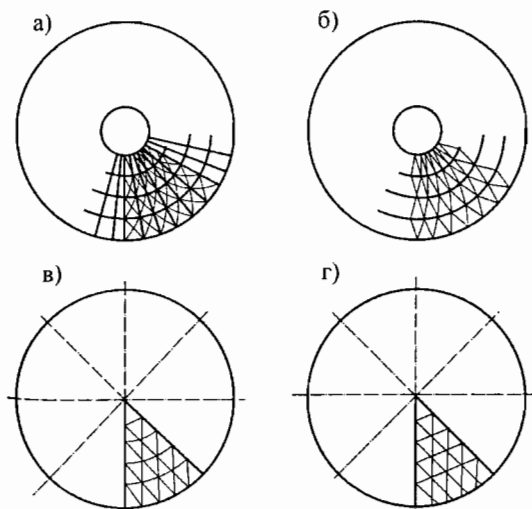


Рис.8.35. Схемы сетчатых куполов: а - ребристо-кольцевая со связями; б - звездчатая, в - схема Чивитта; г - схема "ромб"

купола большого диаметра (около 100 м) – например, купол диаметром 92,2 м над крытым стадионом в г. Бозмене (США), купол над спортивными сооружениями диаметром 63 м в г. Ньюкасле и 67 м в г. Перте (Великобритания) и т.д. Общий вид купола такой системы представлен на рис. 8.36.

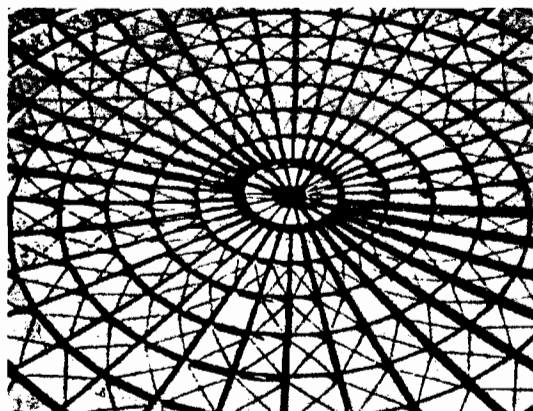


Рис. 8.36.

Анализ усилий в ребристо-кольцевом куполе с шарнирным присоединением колец к меридианным ребрам и с жестким соединением (рамный купол), а также в ребристо-кольцевом куполе со связями по всей поверхности показал, что при осесимметричных нагрузках усилия во всех перечисленных куполах практически одинаковы. Однако при неосесимметричных нагрузках значение усилий в ребристо-кольцевом куполе со связями значительно меньше, чем в ребристо-кольцевом. В рамном куполе изгибающие моменты в ребрах примерно на 15% меньше, чем в ребристо-кольцевом с шарнирным присоединением колец к ребрам.

8.4.5. Сетчатые купола.

Сетчатые купола - это многогранники, вписанные чаще всего в сферическую поверхность вращения. Сетка обычно образуется из треугольников, трапеций, ромбов, пятиугольников, шестиугольников и других фигур. Стержни решетки в узлах сетчатых куполов соединяются шарнирно. Сетчатый купол является распорной системой, которая воспринимается нижним опорным кольцом. В последнее время при проектировании деревянных куполов большого диаметра (до 257 м) сетчатые схемы получили наибольшее распространение. Они отличаются легкостью, четкостью и декоративностью рисунка конструктивных элементов.

Наиболее часто применяют купола с треугольной ячейкой и ее разновидностью. Предопределяют этот класс куполов ребристо-кольцевые купола с решетчатыми связями. Различают два метода построения сетчатых поверхностей. Для сравнительно пологих куполов характерен первый метод, осно-

ванный на построении плоской сети для одного из одинаковых пространственных секторов поверхности с последующим проектированием этой сети на криволинейную поверхность купола. К таким схемам сетчатых куполов относятся:

- 1) ребристо-кольцевая со связями (купол Шведлера) (рис. 8.35 а);
- 2) звездчатая схема (купол Феппля) (рис. 8.35 б);
- 3) схема Чивитта (рис. 8.35 в);
- 4) схема ромба (рис. 8.35 г).

Второй метод построения сетчатых поверхностей наиболее выгоден для подъемистых сферических куполов и основан на последовательном членении вписанных в сферу правильных многогранников - додекаэдра (двенадцатигранник) и косаэдра (двадцатигранник). Элементарные треугольники после членения сферы могут быть объединены в ромбические, пятиугольные, шестиугольные панели.

Этот метод построения сетчатых поверхностей широко используют в пластмассовых, клефанерных и деревянных куполах, собираемых из плоских или криволинейных панелей.

Пластмассовые купола диаметром 6-8 м с такой разрезкой из плоских стеклопластиковых панелей применяют для жилых домиков, до пятидесятиметровых усеченных сферических оболочек – для безметалльного укрытия антенн радиотелескопов. Пример многогранного купола из клефанерных или стеклопластиковых панелей, образующих пяти- и шестигранные пирамиды, - купол, показанный на рис. 8.37 а.

Клееный деревянный сетчатый купол покрытия стадиона в г. Флагстафф (США) имеет диаметр 153 м и стрелу подъема 29,2 м. Сетка купола в форме треугольных ячеек со сторонами от 18,9 до 10,7 м изготовлена из криволинейных деревянных элементов, соединенных между собой стальными болтами и фасонками. Купол поддерживается железобетонным кольцом, опирающимся на 36 контрфорсов. Кровля из стекловолокна на битумной мастике выполнена по деревянному настилу из шпунтованных досок толщиной 25 мм, уложенных по деревянным прогонам с шагом 2,4 м. Снизу к доскам подшит утеплитель из стекловолокнистых плит толщиной 76 мм.

Сетчатые купола рассчитывают по безмоментной теории как сплошные осесимметричные оболочки (рис. 8.37). Усилия в стержнях купола определяют умножением меридиональных T_1 и кольцевых T_2 усилий на соответствующие расстояния между стержнями в рассматриваемых сечениях купола, и проектировании этих усилий на направления стержней (рис. 8.36, б). При ячейке в виде равностороннего треугольника усилия в стержнях:

$$N_1 = (l/2\sqrt{3})(3T_2 - T_1);$$

$$N_2 = (l/\sqrt{3})(T_1 - \sqrt{3}S);$$

$$N_3 = (l/\sqrt{3})(T_1 - \sqrt{3}S)$$

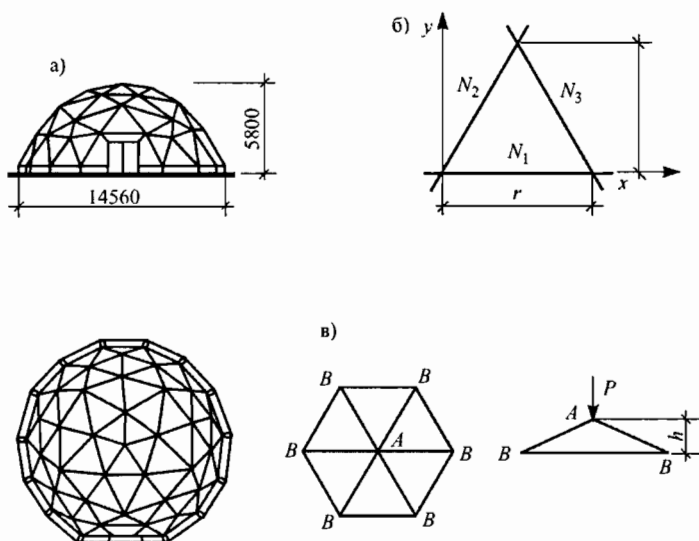


Рис. 8.37. Многогранный сетчатый купол: а - фасад и план; б - определение усилий в стержнях сетчатого купола; в - расчет на местную устойчивость сетчатого купола

Кроме осевых усилий N_1, N_2, N_3 в стержнях могут возникать изгибающие моменты от местной нагрузки, которые необходимо учитывать при расчете стержней на внецентренное сжатие (растяжение).

Местная потеря устойчивости сетчатого купола состоит в явлении продавливания узла к центру сферы (рис. 8.37, в). Для расчета на местную устойчивость необходимо проверить на продольный изгиб стержень узла при расчетной длине, равной

$$l_p = \left(\pi r_c \sqrt{l \sqrt{3} / h^3} \right) l,$$

где r_c - радиус инерции сечения стержня; l - длина стержня; h - величина превышения вершины узла пирамиды над примыкающими к нему соседними узлами.

Чтобы избежать общей потери устойчивости сетчатой оболочки, необходимо, чтобы равномерное радиальное давление на сферический купол не превышало критического

$$\sigma_{kp} = 1,6 \frac{E F r_c}{l r^2},$$

где E, F, r_c, l - модуль упругости, площадь, радиус инерции и длина стержня; r - радиус сферы.

8.4.6. Кружально-сетчатые купола из сомкнутых сводов

Конструкции кружально-сетчатых сомкнутых сводов.

Купол из сомкнутых сводов образует в плане правильный многоугольник и состоит из одинаковых секторов (рис. 8.38), являющихся частью цилиндрического свода. Смежные секторы сомкнутого свода соединяются между собой специальными ребрами, называемыми гуртами. Шаг сетки s , угол ψ между косяками и угол α между нижними ребрами косяков и образующей свода принимают такими же, как в цилиндрических кружально-сетчатых сводах.

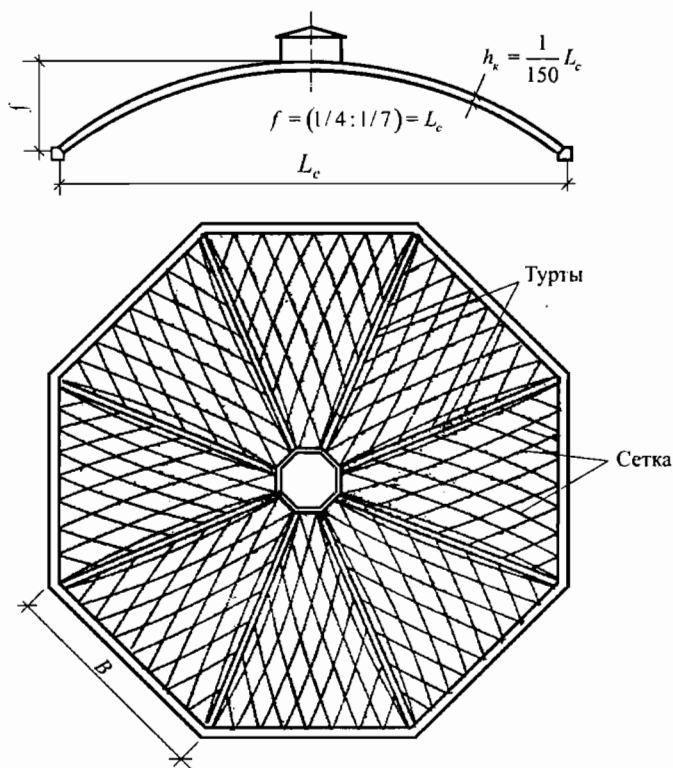


Рис. 8.38. Схематический план и разрез сетчатого сомкнутого свода со стандартными косяками

Косяки, примыкающие к гуртам, соединены с ним «по месту». Гурт имеет эллиптическое очертание, которое при $f \leq L_c/5$ может быть практически заменено окружностью, построенной по трем точкам — одна посередине и две по концам гурта. Для покрытий, особенно где косяки сетки клее-

ные, целесообразно гурты выполнять также клееными – либо из стандартных косяков, как кружальные арки, либо из пакета гнутых досок, как клееные арки.

Нижнее распорное кольцо, имеющее очертание правильного многоугольника, может быть из стали или железобетона либо металлодеревянным из горизонтальных шпренгельных ферм, где изгибающие моменты воспринимаются деревянным поясом, а замкнутая многоугольная схема металлических шпренгелей воспринимает растягивающие усилия от распора. Верхнее сжатое кольцо решают обычно по принципу многослойной кружальной арки.

Представляет интерес разновидность сомкнутого сетчатого свода, разработанного в США для пролета 257 м (рис. 8.39). Проект этого свода предусматривает использование его для покрытия стадионов. Стрела подъема этого покрытия 76 м. Гурты клееные, переменного коробчатого сечения. Максимальная высота сечения 334 см. Верхний пояс представляет собой пакет шириной 91 см, а нижний пояс состоит из двух пакетов шириной по 36 см. Высота поясов одинаковая и равна 61 см. Устойчивость стенок гурта, выполненных из фанеры толщиной 76 мм, обеспечивается изнутри ребрами жесткости. Нижнее распорное кольцо полое клееное. Внутри кольца проходят предварительно напряженные стальные тросы. Ромбическая сетка между гуртами выполнена из клееных косяков. По сетке уложены клеефанерные панели, которые имеют размеры и формы, соответствующие ромбовидной ячейке. Кровля – из листов алюминиевого сплава. Это купольное покрытие было принято для строительства, как самое экономичное по сравнению с вариантами из других строительных материалов.

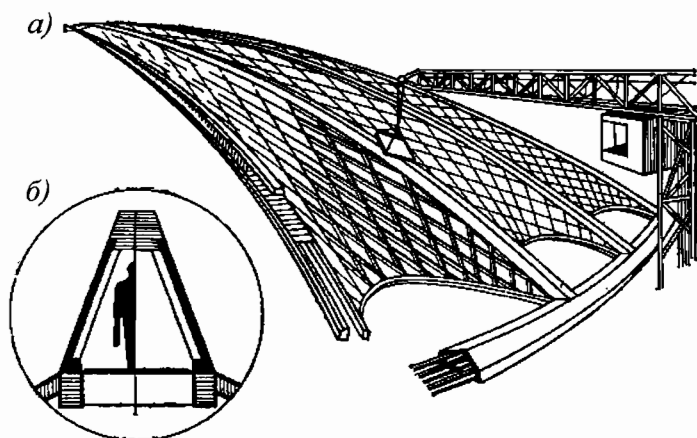


Рис. 8.39. Проект перекрытия стадиона диаметром 257 м:
а - схема купола; б - сечение гурта

Расчет кружально-сетчатых куполов из сомкнутых сводов.

Отдельные секторы кружально-сетчатых куполов из сомкнутых сводов работают как своды, опертые по трем сторонам. Чем больше секторов в сомкнутом своде, тем ближе его работа к работе куполов вращения. Приближенный расчет сомкнутых сводов обычно производят по безмоментной теории расчета куполов вращения. Учитывая граненные поверхности купола, получим меридиональное усилие T_1 от собственного веса купола на 1 м горизонтального сечения

$$T_1^{c.c} = (S_{\phi} / 2 \sin \phi) g,$$

где S_{ϕ} - длина дуги, стягивающая угол ϕ .

Меридиональные усилия от снеговой нагрузки и кольцевые усилия от собственного веса и снега определяют по соответствующим формулам для сферических куполов-оболочек. Меридиональные усилия сжатия T_1 и кольцевые усилия сжатия воспринимаются косяками сетки, а кольцевые усилия растяжения - кольцевым настилом. Усилие N_1 (рис. 8.41), приходящееся на один косяк, находят по формуле:

$$N_1 = N_1' + N_1'' = \frac{cT_1}{2 \cos(\psi/2)} + \frac{S_n'' T_2}{2 \sin(\psi/2)},$$

где $T_1 = T_1^{c.c} + T_1^{c.n}$ - суммарное меридиональное усилие на 1 м образующей свода в сечении с углом ϕ ; $T_2 = T_2^{c.c} + T_2^{c.m}$ - суммарное кольцевое усилие на 1 м дуги поперечного сечения свода при угле ψ ; c - шаг косяков сетки вдоль образующей цилиндра; S_n'' - шаг косяков сетки вдоль дуги поперечного сечения цилиндра.

Если в рассматриваемом узле T_2 является усилием растяжения, то последний член в формуле для N_1 отпадает; само же усилие T_2 должно быть воспринято кольцевым настилом.

Сечение косяков обычно подбирают из условия смятия торцами набегающих косяков боковых граней сквозного косяка по формуле

$$N_1 / F_{HT} \leq R_{cm90},$$

где F_{HT} - площадь нетто нормального сечения косяка в торце для металлического варианта; для варианта с узловым соединением на шипах из этой площади вычитают площадь нормального сечения шипа; высота косяка посередине его длины h_k не должна быть меньше $1/150 L_c$.

Кроме того, вдоль образующей свода в секторе проверяют отдельные полосы на продольный изгиб под действием сил сжатия T_2 . Рассчитываемую полосу свода принимают равной по ширине S_n'' (см. рис. 8.40), а по длине - расстоянию α_n между осями смежных гуртов на уровне, соответствующем положению продольной оси расчетной полосы.

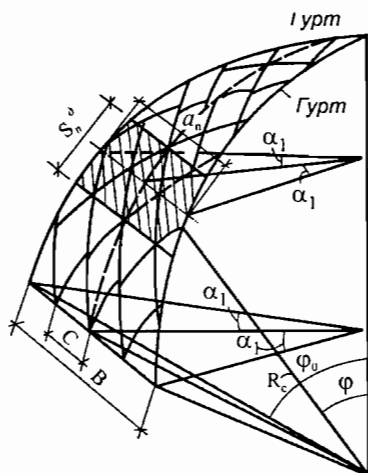


Рис. 8.40. Расчетная схема одного сектора сетчатого сомкнутого свода

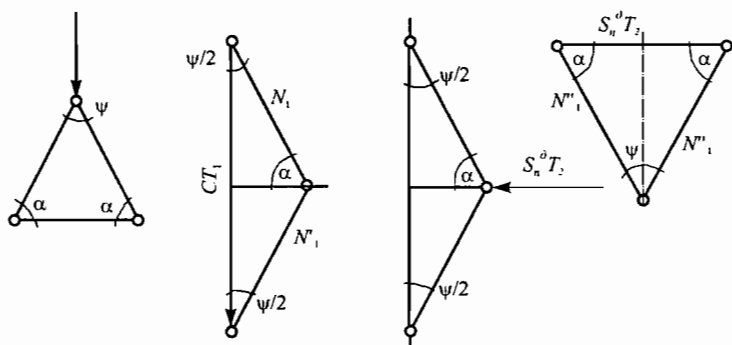


Рис. 8.41. Расчетная схема разложения сил в типовом узле сетчатого купола

Длину α_n определяют по формуле

$$\alpha_n = 2R_c \sin \phi \operatorname{tg} \alpha_1,$$

где ϕ - центральный угол, соответствующий положению осевой линии an ; α_1 - половина центрального угла сектора в плане.

Положение расчетной полосы устанавливают подбором. Напряжение в косяках с учетом продольного изгиба проверяют по формуле

$$\frac{T_2 S_n^D}{2F_k \phi_{np} \sin \frac{\phi}{2}} \leq R_c,$$

где ϕ_{np} - коэффициент продольного изгиба.

Приведенная гибкость расчетной полосы α_n

$$\lambda = 3,5a_n / h_k.$$

Сечение растянутого кольцевого настила подбирают аналогично подбору сечения куполов-оболочек. Кольцевые растягивающие усилия между отдельными секторами передаются с помощью гуртов. Прикрепление кольцевого настила к гуртам проверяют на соответствующее усилие в кольцевом настиле. Соединение косяков с настенным брусом и гуртом проверяют на смятие от усилий N_1 в косяках. В сжатой зоне кольцевых усилий при симметричной нагрузке кольцевой настил воспринимает только местную нагрузку в пролете между косяками. При несимметричной нагрузке неизменяемость сетки обеспечивается кольцевым настилом, который воспринимает при этом продольный распор в каждом секторе свода, определяемый на единицу длины дуги поперечного сечения свода по формуле

$$N_n = \frac{c}{S_n^D} T_1 \operatorname{tg} \frac{\varphi}{2} \approx T_1 \operatorname{tg}^2 \frac{\varphi}{2}.$$

Прикрепление кольцевого настила к гуртам проверяют также на усилие по аналогии с кружально-сетчатыми сводами. В растянутой зоне прикрепление кольцевого настила к гуртам проверяют на суммарное усилие N_n и T_2 .

Нижнее опорное кольцо (многоугольное в плане) рассчитывают на растяжение и изгиб в горизонтальном направлении от распора свода при наличии сплошной вертикальной опоры и на косой изгиб при опирании кольца в отдельных точках (совпадающих обычно с положением гуртов). Растягивающее усилие в многоугольном кольце (см. рис. 8.40).

$$N_p = 0,5 T_1 \cos \varphi_0 B \operatorname{ctg} \alpha_1.$$

Верхнее сжатое кольцо при многоугольном плане рассчитывают на сжатие усилием, определяемым по формуле

$$N_c = 0,5 T_1 \cos \varphi_1 a_1 \operatorname{ctg} \alpha_1,$$

где α_1 - сторона верхнего многоугольника кольца.

При круговом очертании верхнее кольцо рассчитывают так же, как в куполах-оболочках.

Узловые болты в конструкции сетчатого купола с узлами на болтах рассчитывают аналогично кружально-сетчатым сводам на усилие

$$N_6 = N_1 \operatorname{ctg} \psi.$$

Если необходимо, чтобы сомкнутый свод воспринимал в условиях эксплуатации сосредоточенные нагрузки, их непосредственно передают на гурты, которые при этом рассчитывают как плоские трехшарнирные арки. Так же рассчитывают гурты, если при монтаже к ним подвешивают подмости или другие монтажные приспособления.

Возведение кружально-сетчатых сомкнутых сводов.

При сборке сомкнутых сводов в качестве монтажных элементов часто используют усиленные гурты. Сборку свода ведут в такой последовательности:

сначала устанавливают и закрепляют нижнее опорное кольцо и центральную башню, на которую укладывают верхнее кольцо. После этого ставят усиленные гурты свода, которые рекомендуется поднимать и устанавливать спаренными для придания им пространственной жесткости. Гурты закрепляют монтажными дощатыми раскосами, затем к ним подвешивают небольшие подмости в пределах одного сектора или даже части его.

Свод собирают секторами. Целесообразно собирать одновременно два противоположных сектора. Переходя к сборке следующих секторов, предварительно переносят и закрепляют подвесные подмости. В основном сборка аналогична сборке кружально-сетчатых сводов. Может быть и другой способ возведения сомкнутых сетчатых сводов. Сначала собирают внизу все основные элементы (гурты, косяки, сетки и опорные брусья) отдельных секторов, а затем их поднимают и устанавливают на место. При этом примыкающие друг к другу секторы образуют спаренные гурты, что должно быть учтено при их расчете и конструировании.

Глава 8.5. Цилиндрические, эллиптические и гиперболические оболочки

8 5.1. Своды-оболочки, крестовые своды, оболочки двойкой положительной кривизны

Своды-оболочки нулевой гауссовой кривизны представляют собой безраспорные покрытия цилиндрической формы, опертые на торцевые стены или диафрагмы. Оболочка должна обладать свободой перемещения продольных краев (бортовых элементов). Для деревянного свода-оболочки характерна однорядная схема с продольным расположением оси (рис. 8.42,а), для пластмассовых оболочек и клефанерных чаще применяют многорядные решения (рис. 8.42,б).

Жесткость свода оболочки в продольном направлении определяется моментом инерции поперечного сечения всего свода оболочки, а в поперечном направлении - жесткостью ребер, затрудняющих горизонтальное смещение краев и обеспечивающих сохранение формы контура поперечного сечения.

В зависимости от соотношения L/l цилиндрические оболочки условно разделяют на два вида - длинные при $L/l > 2$ и короткие при $L/l \geq 2$. В Москве на стадионе «Локомотив» перекрыто здание катка размером 42×76 м короткими цилиндрическими оболочками 42×12 м. Оболочки состоят из сборных панелей, диафрагм в виде ферм или арок с затяжкой, бортовых элементов в виде балок прямоугольного сечения и диагональных стержней ко- сой арматуры, установленных в углах оболочки.

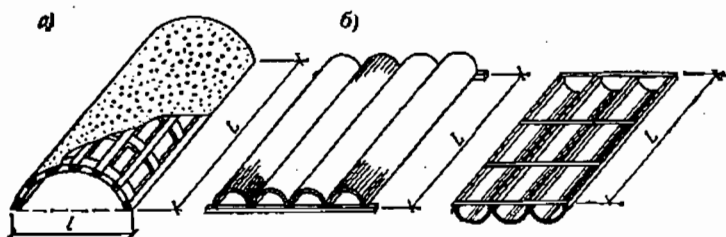
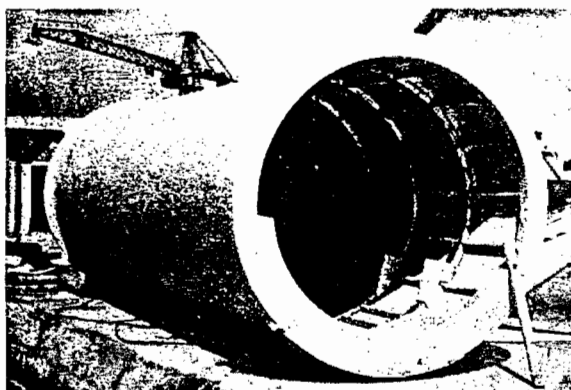


Рис. 8.42. Своды-оболочки: а -однорядная ребристая из древесины или с применением фанеры; б - пластмассовые многорядные

Пластмассовые и клефанерные цилиндрические оболочки могут быть замкнутого и незамкнутого профиля. Первые применяют в качестве закрытых переходов, транспортных галерей, временных жилых помещений. На рис. 8.43 представлена секция замкнутой цилиндрической оболочки закрытой транспортной галереи, разработанной в ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко.

Рис 8.43. Клефанерная замкнутая цилиндрическая оболочка транспортной галереи



Пластмассовые цилиндрические своды-оболочки из полиэфирного стеклопластика толщиной 4-6 мм обычно применяют в многоволновом варианте, перекрывая пролет 12 м. Своды-оболочки структурного типа из стеклопластиковых пирамидальных элементов на клею с толщиной стенки 3-4 мм способны перекрывать пролеты 26 м и более.

Как показали многочисленные исследования, длинные цилиндрические оболочки можно рассчитывать только на продольные усилия, определенные как в балочных элементах, а поперечные усилия учитывать в диафрагмах. В поперечном направлении так же, как в обычной сводчатой конструкции, возникают сжимающие напряжения.

В многоволновых оболочках распор, возникающий по длине промежуточных бортовых элементов, взаимно погашается. У крайней оболочки и в одноволновых оболочках для этой цели приходится устраивать горизон-

тальную балку, которую, как правило, включают в конструкцию бортового края оболочки. Короткие оболочки в направлении длины рассчитывают как балку криволинейного сечения. В направлении пролета усилие в оболочке на 1 п. м длины бортового элемента определяют приближенно в предположении работы свода как двухшарнирной арки.

При рассечении цилиндрической поверхности диагональными плоскостями (рис. 8.44,а) образуются две пары сводиков. Сводики типа 1 называются распалубками, типа 2 – лотками. Свод-оболочку, составленную из четырех и более лотков, называют сомкнутым сводом, которая является распорной конструкцией и рассматривается в разделе куполов из сомкнутых сводов.

Свод-оболочку, составленную из распалубок, называют крестовым сводом (рис. 8.44,б). Образующие распалубок могут быть горизонтальными или наклонными. В первом случае крестовые своды похожи на пологую оболочку, во втором – на волнистый купол. В месте пересечения распалубок устраивают ребра – гурты, а по торцам – диафрагмы жесткости. Ребра-гурты работают на внецентренное сжатие. Торцовые диафрагмы обеспечивают устойчивость оболочек и выполняются в виде арок с затяжкой, сегментных ферм или криволинейных балок. Крестовые своды сооружают на квадратном, прямоугольном или многоугольном планах. Пролеты деревянных или клефанерных крестовых сводов достигают 30 м, из стеклопластиков – 12-15 м (рис. 8.45).

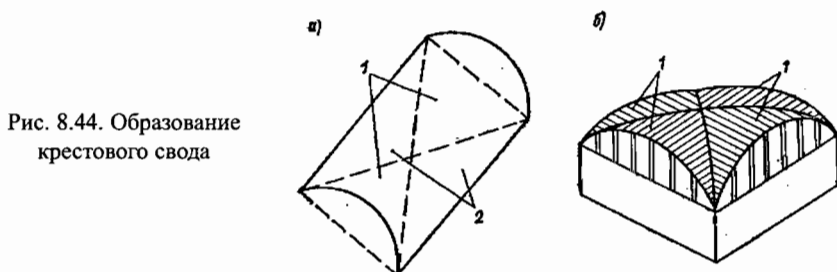


Рис. 8.44. Образование крестового свода



Рис. 8.45. Стеклопластиковые трехслойные крестовые своды пролетом 12 м станции технического обслуживания автомобилей

При расчете распалубки рассматривают как усеченные цилиндрические оболочки, ребра-гурты – как трехшарнирные арки. Нагрузкой на диафрагмы является опорное давление оболочки, передаваемое в виде сдвигающих сил, касательных к срединной поверхности оболочки. Распор воспринимается затяжкой торцовых диафрагм. По расходу материала сомкнутые своды уступают пологим оболочкам и куполам.

Оболочки двоякой положительной гауссовой кривизны на выпуклом контуре с относительно небольшим подъемом (не более $1/5$ короткой стороны плана) называются пологими. Форма поверхности оболочки может быть образована вращением или переносом. При параллельном скольжении по параболе получается оболочка с поверхностью эллиптического параболоида, дуги окружности по окружности – оболочка с круговой поверхностью переноса. Рассекая поверхность тора, образованную вращением окружности вокруг оси, лежащей в ее плоскости, получим тороидальную оболочку вращения.

Для многослойных дощатых оболочек чаще применяют поверхность переноса, так как при ней снижается трудоемкость изготовления оболочки.

Для сборных оболочек предпочтительна тороидальная поверхность, которая при членении радиальными секущими отсекает внутри поверхности оболочки равновеликие полосы, что способствует сокращению типоразмеров сборных элементов при их максимальном укрупнении.

Пологие оболочки могут быть квадратными и прямоугольными. Опорами пологих оболочек являются контурные диафрагмы в виде арок, сегментных ферм, балок или криволинейных элементов. Пролет пологих деревянных оболочек достигает 30 м. Примером ребристой оболочки из клееных деревянных элементов является покрытие цеха щитового паркета на Волоколамском экспериментальном заводе строительных конструкций. Оно состоит из трех пологих оболочек двоякой кривизны 20×20 м. При проектировании оболочки старались использовать в качестве сборных элементов продукцию массового заводского изготовления – прямолинейные и криволинейные брусья, добиться, чтобы сборные конструкции из клееной древесины были размером на пролет, не требуя подмостей при монтаже; избежать использования металлических деталей с выходом на поверхность конструкции.

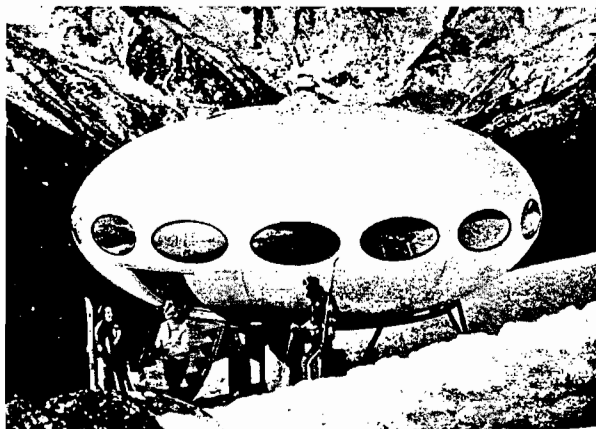
Оболочка имеет клееные ребра трех типов: контурные 130×570 мм, арочные 130×500 мм с монтажными затяжками, ребра-вставки между арками 130×500 мм, которые соединяются с арками врезкой шипа в гнезда на глубину 150 мм от верхней грани. Стрела подъема арок 1400 мм ($1/14,5$). Расход древесины на 1 м^2 плана $0,08 \text{ м}^3$, стали 1,92 кг, в том числе гвоздей 0,97 кг. По сравнению с плоскими металлодеревянными фермами расход древесины снижен на $0,033 \text{ м}^3/\text{м}^2$, стали – на $0,6 \text{ кг}/\text{м}^2$, уменьшена масса конструкции на $17,1 \text{ кг}/\text{м}^2$.

В Петербургском РИСУ разработаны сборные клеефанерные пологие оболочки положительной кривизны с размером в плане до 42×42 м. Конструкция оболочки представляет собой многогранник из плоских ребристых панелей открытого или коробчатого сечения, вписанный в часть сферической поверхности и ограниченный квадратным или прямоугольным планом. Панели соединены на основе заливочных клеевых композиций, в пересечении швов усилены стержневой арматурой. Опорный контур может быть в виде балок, ферм или криволинейных брусьев.

Пластмассовые эллиптические оболочки из полиэфирного стеклопластика однослойной конструкции имеют небольшие пролеты — при толщине оболочки 2 — 2,5 мм пролет до 6 м. Замкнутые эллиптические пластмассовые оболочки изготавливают, как правило, трехслойными и применяют в качестве служебных или жилых помещений. Например, в Финляндии разработана трехслойная замкнутая эллиптическая оболочка, используемая в качестве жилых домиков. На рис. 8.46 показан коттедж горнолыжников в Домбае. Оболочку диаметром 8 м собирают на болтах из 16 сегментов меридионально-кольцевой разрезки шириной до 314 мм. Обшивка из полиэфирного стеклопластика толщиной 2,5 мм. Средний слой из пенополиуретана толщиной 40 мм.

В общем случае в оболочке двоякой положительной кривизны действуют нормальные усилия N_1 и N_2 , поперечные силы Q_1 и Q_2 , сдвигающие усилия S_1 и S_2 , изгибающие M_1 и M_2 и крутящие M_{12} и M_{21} моменты. В зависимости от конструктивных факторов — степени пологости, вида нагрузки, условия опирания и конструктивных особенностей расчет оболочек можно проводить по безмоментной или моментной теориям с применением компьютера.

Рис. 8.46.
Трехслойная
замкнутая
эллиптическая
оболочка диаметром
8 м коттеджа
горнолыжников в
Домбае



8.5.2. Гиперболические оболочки

Среди деревянных оболочек с поверхностью двоякой кривизны гиперболические оболочки получили наибольшее распространение. Это в значительной степени объясняется возможностью таких оболочек образовывать свою криволинейную поверхность посредством прямолинейных образующих. Из ряда геометрических форм с прямолинейными образующими в строительстве чаще всего применяют два типа поверхности – гиперболический параболоид (гипар) и параболоид вращения. Эти поверхности называют неразвертывающимися или косыми линейчатыми поверхностями. Благодаря этому свойству оболочки могут быть выполнены из прямолинейных элементов-досок, брусков, фанерных полос и т.п. Наиболее часто в покрытии применяют оболочки в форме гиперболического параболоида с прямолинейными бортовыми элементами. Покрытия могут состоять из одного гипара, двух, трех и более, образуя многосекционные оболочки. Этими конструкциями перекрывают здания с квадратными, прямоугольным, многоугольным и криволинейными планами.

Поверхность гипара образуется различными способами. Наиболее простыми и наглядными являются способы трансформации плоского четырехугольника в пространственный смещением по вертикали одного или двух диагонально расположенных углов, или скручиванием противоположащих прямолинейных элементов контура относительно один другого (рис. 8.47,а).

Достоинствами пологих гипаров, в особенности с прямолинейными краями, является простота образования линейчатой поверхности, повышенная устойчивость в связи с наличием поверхности отрицательной гауссовой кривизны. В Англии, где деревянные гипары получили широкое распространение, масса гиперболических оболочек в 1,5 раза меньше массы эллиптических оболочек при одной и той же несущей способности. Гипары имеют меньшую строительную высоту и простую форму контурных диафрагм, хорошие акустические свойства, возможность создания разнообразных архитектурных форм.

Недостаток гиперболических оболочек – некоторая зыбкость и достаточно высокие для древесины касательные напряжения.

Деревянные гиперболические оболочки состоят из пролетного строения и бортовых элементов (рис. 8.47,г). Сечение оболочки при пролетах до 8-10 м состоит из двух слоев шпунтованных досок толщиной 20-25 мм, уложенных параллельно диагоналям. При пролете 10-12 м сечение оболочки выполняют из трех-четырех слоев досок или брусков. Слои располагаются под углом 45° относительно один другого в различных сочетаниях, комбинируя направления вдоль прямолинейных образующих и параллельно сжатой или растянутой диагонали. Толщину слоя досок или брусков определяют расчетом и конструктивной схемой укладки, учитывая, что слои, положенные параллельно образующими, необходимо скручивать относительно

продольной оси, а слои, уложенные в диагональных направлениях, — изгибать вверх или вниз.

Доски соединяются на гвоздях, склеиванием или комбинированно (на гвоздях и склеиванием только в зоне бортовых элементов на ширине около 500 мм). При соединении досок оболочки на гвоздях сначала прихватывают одиночными гвоздями второй слой к первому. После укладки третьего слоя производят сплошную забивку гвоздей по всей поверхности с шагом 100-150 мм. Длину гвоздя принимают с таким расчетом, чтобы их концы не доходили до нижней грани сечения пакета на 3-4 мм.

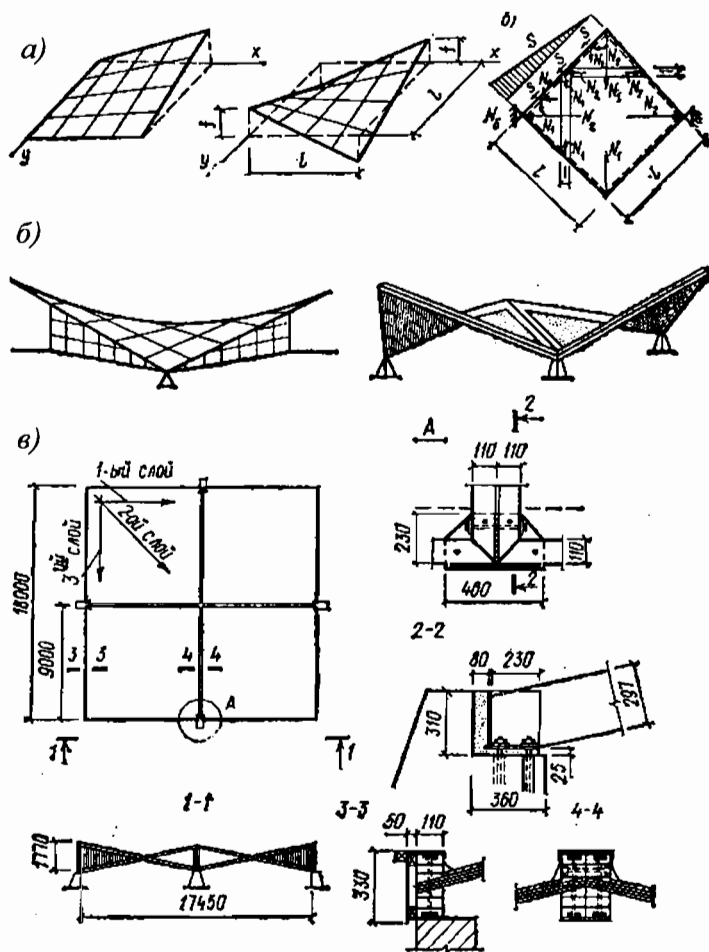


Рис. 8.47. Гиперболическая оболочка: а - схема образования гипара; б - усилия в оболочке; в - одиночная и двойная гиперболические оболочки; г - четырехсекционная гиперболическая оболочка

Фанерные оболочки могут состоять из фанерных полос, укладываемых в два или три слоя по направлению, параллельному прямолинейным образующим или криволинейным диагоналям, а также из ребристых клеефанерных панелей с одной или двумя обшивками.

Как деревянные, так и клеефанерные оболочки могут быть построечного изготовления и сборными, монтируемыми из отдельных частей. Клеефанерные панели в этом случае изготавливают на весь пролет оболочки, с закручиванием концевых сечений относительно продольной оси. В Эстонии для усиления пролетной части оболочки использовался стеклопластик.

Бортовые элементы гиперболических оболочек изготавливают из клееной древесины в виде балок и имеют ширину 50-200 мм при высоте 150-300 мм. Они могут быть прямолинейными или закрученными относительно продольной оси; оболочка примыкает к бортовому элементу сверху или снизу и соединяется с ним гвоздями со склейкой. Бортовые элементы могут состоять из двух частей и тогда доски оболочки вводятся между верхней и нижней частями бортового элемента. Гипары являются распорными конструкциями. Масса деревянных оболочек составляет 20-30 кг/м². Наибольший пролет возведенных одинарных оболочек 23,2×23,2 м – два слоя досок толщиной 32 мм (ФРГ. Лавигсбург. Зал общественных собраний). Вариант конструкции деревянной оболочки показан на рис. 8.47,г.

Среди форм пластмассовых пространственных покрытий гиперболические оболочки составляют около 10%. Однако, если не считать тонкостенные мембраны, работающие на растяжение, то примеров жестких гиперболических оболочек остается не так много. К ним относятся однослойные стеклопластиковые оболочки в форме гипаров толщиной 3-5 мм со стороной до 12 м, изготовленные способом контактного формования и воронкообразные гиперболические оболочки одно- и трехслойные. Например, построенное здание аэропорта размером в плане 233×116 м перекрыто трехслойными воронкообразными гиперболическими оболочками, установленными с шагом стоек 19,4 м. Высота подъема оболочек 4,5 м, обшивка из полиэфирного стеклопластика толщиной 3,5 мм, средний слой из пенофенопласта толщиной 50 мм.

Приближенный расчет гипаров можно выполнить по безмоментной теории. В этом случае в оболочке определяют нормальные и касательные усилия (напряжения). В пологой гиперболической оболочке на квадратном плане (рис. 8.47,б) при действии равномерно распределенной по горизонтальной проекции нагрузки g возникают только сдвигающие усилия S постоянной интенсивности. Главные растягивающие (параллельно вогнутой диагонали) и главные сжимающие (параллельно выпуклой диагонали) усилия по интенсивности равны сдвигающим усилиям и направлены к ним под углом 45°.

$$S = N_1 = -N_2 = g l^2 / 8 f.$$

Сдвигающее усилие в бортовом элементе

$$N_g = SI / \cos \alpha$$

где α - угол наклона бортового элемента к горизонтальной плоскости.
Распор в однолепестковом гипаре

$$H = 2SI \cos 45^\circ.$$

Для гладких однослойных стеклопластиковых оболочек, как показывал опыт проектирования, решающим критерием в определении толщины оболочки является не прочность, а устойчивость. Во избежание выпучивания пластмассовой оболочки сжимающие напряжения в ней не должны превышать 1/3 критических, вычисляемых для гиперболических прямоугольных в плане оболочек по формуле

$$\sigma_{кр} = \frac{h\delta}{ab\sqrt{3(1-\mu^2)}} E,$$

где E - модуль упругости; μ - коэффициент Пуассона; δ - толщина оболочки; h - подъем оболочки; a, b - размеры сторон оболочки в плане.

В производственных зданиях, с большими размерами в плане, с естественным освещением со стороны кровли применяют покрытия шедового типа, состоящие из деревянных или клефанерных коноидальных оболочек. Форма поперечного сечения таких оболочек может быть параболической, эллиптической, круговой. В другом направлении оболочка состоит из прямолинейных образующих. Часто верхняя часть оболочки опирается на арку, а нижняя - на ее затяжку.

В практике строительства применяют оболочки произвольной формы, выполненные из различных материалов. Примером такой оболочки в дереве является покрытие павильона садоводства в г.Мюнхене (ФРГ). Несущими конструкциями покрытия являются деревянные бруски сечением 55 см, длиной до 30 м, образующие ячейки размером 50×50 см. Бруски соединяются стальными болтами диаметром 8 мм, пропущенными в овальные отверстия через пружинные и уплотнительные шайбы. Оболочка имеет сложную поверхность с участками положительной и отрицательной кривизны. Максимальный пролет оболочки 60 м, высота 20 м. В наиболее напряженных участках оболочки размещены стальные связи из сдвоенных канатов диаметром 6 мм. Кровля выполнена из светопрозрачной ткани с двусторонним поливинилхлоридным покрытием. Поверхность оболочки выбрана экспериментально с таким расчетом, чтобы все элементы работали на сжатие. Решетка собрана на платформе высотой 4 м. Во время сборки элементы в узлах имели возможность сдвигаться и поворачиваться вокруг болтов. По мере готовности секции оболочки поднимались в проектное положение и болты плотно затягивались. Массу оболочки принимали 20 кг/м².

Глава 8.6. Пневматические строительные конструкции покрытий

8.6.1. Общие сведения

Пневматические строительные конструкции покрытий по характеру работы очень близки к пространственным висячим и тентовым мембранам. Оболочки этих конструкций, изготовленные из тканых материалов, способны стабилизировать свою форму только при наличии предварительного напряжения. В отличие от тентовых мембран, где предварительное напряжение создается механическим путем, пневматические конструкции реализуют предварительное напряжение вследствие разности давления (избыточного или вакуума) в подоболочечном и окружающем конструкцию пространстве.

Возникнув в конце сороковых годов прошлого столетия, пневматические конструкции нашли свою нишу в строительстве.

Среди преимуществ пневматических конструкций следует отметить малый собственный вес, высокую мобильность, быстроту и простоту возведения, возможность перекрытия больших пролетов, высокую степень заводской готовности и др.

Пневматические строительные конструкции в зависимости от характера работы обычно разделяются на две самостоятельные группы – пневмокаркасные (надувные) и воздухоопорные (рис. 8.48). Пневмокаркасные конструкции – это надувные стержни или панели, несущая способность которых (сопротивление сжатию, изгибу, кручению) обеспечивается повышенным давлением воздуха в замкнутом объеме элемента. Большое внутреннее давление воздуха (до 150 кПа) требует высокой степени герметичности и прочности материала. Это же условие ограничивает пролет конструкций, который с учетом экономической целесообразности для рядовых сооружений не превышает 15-16 м. Стоимость пневмокаркасных конструкций в 3-5 раз выше, чем воздухоопорных. Эти недостатки сдерживают их применение.

Основным достоинством пневмокаркасных конструкций является отсутствие избыточного давления воздуха в эксплуатируемом пространстве и, как следствие этого, потребности в процессе шлюзования. Пример неординарных пневмокаркасных конструкций – павильон Фудзи (рис. 8.49) и покрытие пневматического плавучего театра (рис. 8.50) на ЭКСПО-70 в г. Осаке.

Павильон Фудзи состоит из 16 пневмоарок диаметром 4 и длиной 78 м, расположенных по окружности диаметром 50 м. В обоих торцах оставлены проемы шириной 10 м. Тканевая основа материала с разрывной прочностью 400 кН/м и массой 3,5 кг/м² состоит из поливинилспиртового волокна. Наружная сторона ткани покрыта хайпалоном, внутренняя – поливинилхлоридом. Обычное давление в арках 10 кПа. Оно может быть повышено до

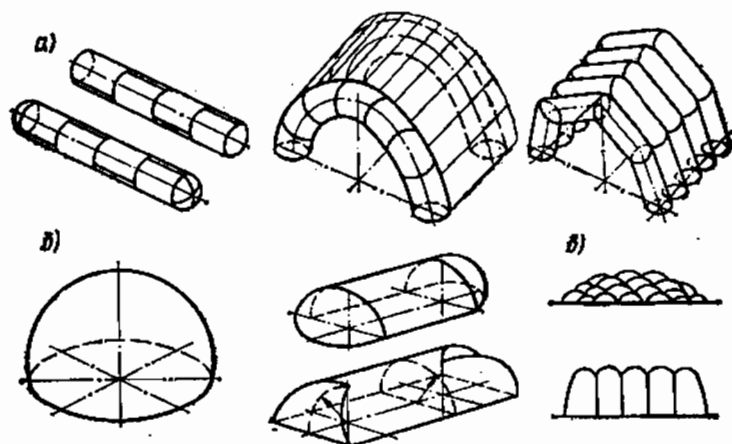


Рис. 8.48. Пневматические строительные конструкции: а - воздуонесомые (пневокаркасные); б - воздухоопорные; в - воздухоопорные, усиленные канатами или сетками

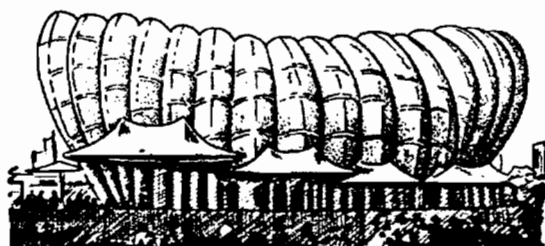
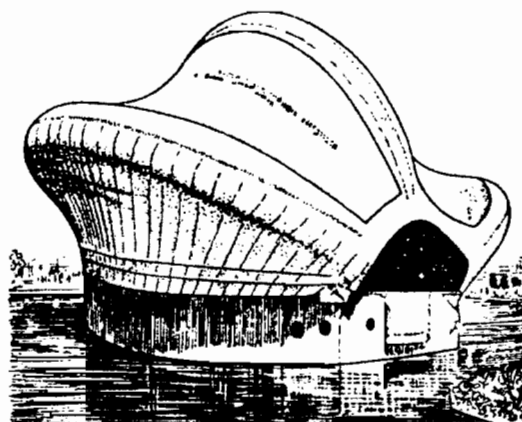


Рис. 8.49. Павильон Фудзи в г. Осаке

Рис. 8.50.
Пневматический
плавающий театр в г.Осаке



25 кПа при штормовых ветрах. Обычно диаметр пневмокаркасных элементов не превышает 1 м. Увеличение диаметра арок в павильоне Фудзи позволило снизить внутреннее давление в них и величину растягивающих усилий.

Оболочка покрытия театра (см. рис.8.49) поддерживается пневматическими трубчатыми элементами диаметром 3 м, образующими три арки пролетом 23 м. Внутренняя оболочка потолка была выполнена в виде мембраны с канатами. Обе оболочки – кровельная и потолочная герметично прикреплялись по периферии аудитории к основанию, и пространство между оболочками находилось под отрицательным давлением (вакуумом) 0,1 кПа. При штормах для предотвращения флаттера оболочки давление повышалось до 0,2 кПа. В этом сооружении сочетаются конструкции двух типов – пневмокаркасные и воздухоопорные.

Воздухоопорные конструкции представляют собой оболочки, стабилизированные в проектном положении незначительной разницей давления в разделяемых оболочкой пространствах. Это конструкции, которые опираются на воздух. Для противодействия внешним нагрузкам давление воздуха под оболочкой по сравнению с атмосферным повышается в пределах 10-40 кПа. Такое незначительное избыточное давление не осложняет требований к герметичности и к самочувствию находящихся под оболочкой людей. Некоторые схемы воздухоопорных конструкций приведены на рис. 8.48,б, в.

Покрытия этого типа отличаются простотой конструкции, безопасностью и надежностью в эксплуатации, низкой стоимостью, способностью перекрывать большие пролеты. Около 50-70% возведенных в настоящее время воздухоопорных покрытий используются как складские помещения; 20-40% - как покрытия для спортивных сооружений. Часть конструкций используют как выставочные павильоны, покрытия строительно-монтажных площадок, различного рода укрытия.

Наибольшее распространение получили оболочки в форме цилиндрических сводов и сферических куполов. Поскольку оболочка «лежит» на воздушной подушке, пролеты воздухоопорных конструкций теоретически не имеют ограничений. Практически пролет оболочек без усиления канатами или тросовыми сетками достигает 50-70 м. Пролеты оболочек, усиленные тросами, достигают 168 м, что не является предельным. Например, проект покрытия города на 20 тыс. жителей, разработанный под руководством Ф. Отто (ФРГ) в форме купола, имеет диаметр 2 км, высоту 240 м, диаметр несущих канатов из полиэфирного волокна 270 мм. Гарантированный срок службы покрытия 100 лет. Давление под оболочкой всего 250 Па. Схемы покрытий из воздухоопорных оболочек приведены на рис. 8.48,б,в.

В проектных разработках были приняты следующие размеры воздухоопорных оболочек: сферические купола диаметром 12, 24, 42, 60 м; цилиндрические оболочки пролетом 12, 18, 24, 30, 42, 48, 60 м; длина цилиндрических оболочек в зависимости от пролета изменяется от 24 до 90 м, высота от 6 до 20 м.

Любая классификация таких конструкций условна. Поэтому двухслойные покрытия, называемые пневмолинзами (на круглом, овальном или многоугольном плане) и пневмоподушками (на прямоугольном плане), занимают промежуточное положение между первой и второй группами. По принципу статической работы их следует относить к воздухоопорным конструкциям, хотя по отсутствию избыточного давления в эксплуатируемом пространстве они близки к воздухоносным (пневмокаркасным).

Другие виды конструкций, такие, как пневмооболочка на жестком каркасе или пневмооболочка, поддерживаемая вантами и т.п., принципиально по характеру работы не отличаются от рассмотренных и благодаря дополнительным устройствам являются модификацией внутри группы.

Основными частями воздухоопорной пневматической конструкции являются собственно оболочка, шлюз, контурные элементы с анкерными устройствами, воздуходувные и отопительные установки. Основу несущей конструкции шлюза обычно составляет жесткий каркас из металла, дерева, пластмассы, по которому закрепляют герметизирующую оболочку покрытия. Размеры шлюза зависят от назначения сооружения и колеблются от 122 м для запасных входов до размеров, обеспечивающих шлюзование реактивных самолетов.

Очень ответственной частью оболочки является анкерное устройство. Из большого числа вариантов анкерных устройств заслуживает внимания конструкция крепления оболочки к фундаменту или к отдельным сваям с помощью двух труб – верхней и нижней. Нижнюю трубу крепят к фундаменту, а верхнюю – к полотнищу оболочки. Затем трубы соединяются скобами. Эффективно анкерное крепление оболочки с применением каната (рис. 8.51,а). В сельском строительстве получили распространение схемы креплений с применением вантовых анкеров, земляных анкеров, рукавов, заполненных водой (рис. 8.51,б).

Первоначальная стоимость пневматических сооружений ниже стоимости сооружения из традиционных материалов, однако эксплуатационные расходы на содержание пневматических конструкций выше. Поэтому, оце-

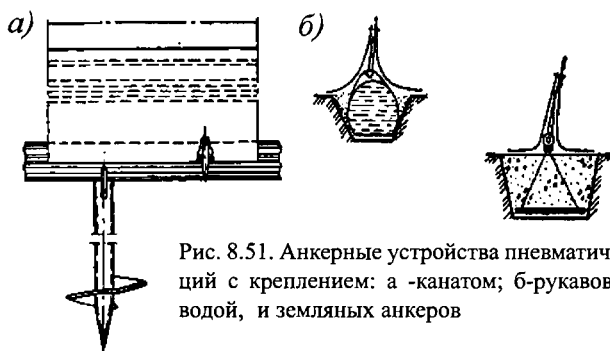


Рис. 8.51. Анкерные устройства пневматических конструкций с креплением: а - канатом; б-рукавов, заполненных водой, и земляных анкеров

нивая экономическую эффективность пневматических конструкций, необходимо принимать во внимание, что со временем наступает момент, когда суммарные расходы на приобретение и эксплуатацию пневматических конструкций будут превышать таковые для конструкций из других материалов. Так, воздухоопорная оболочка размером 21×57 м после 15 лет эксплуатации по суммарным расходам уравнивается со зданием размером 21×60 м из стальных рам и гофрированной стали.

8.6.2. Материалы для пневматических конструкций

Наибольшее распространение для пневматических конструкций получили тканевые материалы, обрешиненные или покрытые полимерами. Реже применяют высокопрочные синтетические пленки одинарные или двойные с внутренним армирующим слоем из синтетических волокон.

Тканевые материалы изготавливают из натуральных, искусственных или синтетических волокон. К натуральным относятся: лен, хлопок, пенька; к искусственным – вискоза, стекловолокно. Синтетические волокна, получившие наибольшее распространение, делятся на группы: полиамидные (капрон, нейлон, дедерон, перлон, селон, стилон и др.), полиэфирные (лавсан, дакрон, гризутен, диолон, тревира, теторон, терилон и др.); полиакрилонитрильные (нитрон, орлон, дралон и др.); реже поливинилспиртовые (винол, винилон и др.).

Прочность волокна характеризуется его длиной, в км, при которой происходит разрыв от собственного веса (разрывная длина L , км). Номер волокна показывает количество метров в одном грамме (N , м/г).

Тканевая основа может иметь полотняное (одна нить) или рогожное (две или три нити) переплетение. Основными характеристиками тканей являются прочность на разрыв, прочность на раздирание (сопротивление ткани распространению локальных повреждений), относительное удлинение.

Для обеспечения воздухо- и водонепроницаемости тканевую силовую основу покрывают с одной или двух сторон синтетическими каучуками или пластмассами. Первые несколько дороже и применяются реже. Основными полимерными покрытиями являются хлорсульфированный полиэтилен (ХСПЭ), пластифицированный поливинилхлорид (ПВХ). Последний светопрозрачен, окрашивается в любой цвет, морозостоек до $-30 - 40$ °С.

Основными требованиями, предъявляемыми к материалу оболочек, без которых невозможны пневматические конструкции, являются прочность и воздухонепроницаемость. К этим двум требованиям добавляют еще долговечность, светопрозрачность, эластичность и легкость, стойкость против химической и биологической агрессии, действия низких и высоких температур, технологичность изготовления и возведения конструкции.

Для массовых серийных оболочек пролетом до 60 м прочность материалов пневматических конструкций колеблется в пределах 20-200 кН/м.

Обычный срок службы оболочек из них составляет 5-10 лет.

Таблица 8.4. Технические характеристики основных отечественных тканей

Марка	Технические условия	Тканевая основа	Структура	Покрытие	Толщина, мм	Масса 1 м^2 , г	Прозрачность на разрыв, см	Относительное удлинение, %	Прозрачность на раздирание, Н
51-019	ТУ 38-5-3-86-69	Капроновая ткань, арт. 56026	Двухслойная параллельно дублированная	Синтетический каучук СКБ+полиизобутилен	0,69	600-700	$\frac{4600}{3100}$	$\frac{23}{26}$	$\frac{610}{670}$
У-92	То же	То же	То же	Синтетический каучук СКЭПП+ полиизобутилен	0,7	700	$\frac{4400}{3100}$	$\frac{23}{26}$	$\frac{640}{680}$
У-93	»	»	Однослойная	То же	0,47	430	$\frac{2350}{2140}$	$\frac{28}{31}$	$\frac{340}{310}$
23-М	МРТУ 38-5-60-42-65	Капроновая ткань, арт. 56026	Двухслойная параллельно дублированная	Наирит	0,71	500-600			

Примечание. Над чертой даны значения по основе, под чертой – по утку.

Для оболочек уникальных сооружений, предназначенных для длительной эксплуатации, применяют ткани из волокон неорганических материалов (стеклянных, угольных), прочных и стойких к ультрафиолетовому излучению. Поскольку долговечность материала оболочки зависит и от срока службы полимерного покрытия, эту задачу решили с помощью применения фторосодержащего полимера тефлона (политетрафторэтилен). Такие покрытия могут служить 20-30 лет, они светопроницаемы, отталкивают грязь, но пока примерно в 5 раз дороже серийного материала.

В таблице 8.4 приведены технические характеристики основных отечественных тканей, применяемых для воздухоопорных оболочек пролетом до 30 м, а в таблице 8.5 – коэффициенты однородности, длительной прочности и расчетные сопротивления.

Таблица 8.5. Коэффициенты однородности, длительной прочности и расчетные сопротивления основных отечественных тканей

Марка ткани	Коэффициент однородности ткани $K_{одн}$, при степени обеспе- ченности надежности		Коэффициент дли- тельной прочности ткани $K_{дл}$, при сроке службы пневмообо- лочки		Расчетное сопротивление ткани, Н/м, при сроке службы пневмооболочки			
					5 лет		10 лет	
					при степени обеспечения надежности			
		0,955	0,997	5 лет	10 лет	0,955	0,997	0,955
51-019	-	$\frac{0,674}{0,44}$	$\frac{0,40}{0,40}$	$\frac{0,30}{0,35}$	-	-	-	-
У-93	$\frac{0,85}{0,65}$	$\frac{0,75}{0,75}$	$\frac{0,30}{0,40}$	$\frac{0,28}{0,37}$	$\frac{12700}{9900}$	$\frac{11200}{6800}$	$\frac{11900}{9100}$	$\frac{10500}{6800}$
У-92	$\frac{0,80}{0,65}$	$\frac{0,70}{0,45}$	$\frac{0,30}{0,37}$	$\frac{0,28}{0,35}$	$\frac{21600}{11500}$	$\frac{18900}{7900}$	$\frac{20100}{10900}$	$\frac{17600}{7500}$
23-М	$\frac{0,80}{0,65}$	$\frac{0,70}{0,45}$	$\frac{0,30}{0,37}$	$\frac{0,28}{0,35}$	$\frac{23000}{12600}$	$\frac{21500}{17200}$	$\frac{21500}{17200}$	$\frac{18800}{11900}$

Примечание: над чертой даны значения по основе, под чертой – по утку.

8.6.3. Принципы расчета пневматических конструкций

Проектирование строительных пневматических конструкций включает решение следующих задач: 1) нахождение оптимальной формы оболочки; 2) установление характера и величины силового воздействия; 3) выяснение физико-механических свойств материалов оболочек и обоснование расчетных сопротивлений; 4) выявление перемещений оболочки под действием нагрузок; 5) определение напряженно-деформированного состояния оболочки.

Эти задачи, общие для всех конструкций, применительно к пневматическим оболочкам требуют специального подхода.

Формальным признаком оптимальной формы оболочки может служить состояние равнонапряженности во всех направлениях по ее поверхности. К таким поверхностям можно отнести мыльную пленку. Однако найденные таким образом формы будут оптимальными только для воздействия внутреннего давления. При действии любой другой нагрузки это условие будет сразу нарушено и может привести к появлению на поверхности оболочки морщин или складок либо повышению расчетных усилий до уровня расчетных сопротивлений материала. Поэтому учет реальных условий работы оболочки требует анализа ее напряженно-деформированного состояния и коррекции формы поверхности образованной мыльной пленки.

Основными нагрузками на пневматическую конструкцию является избыточное давление, ветровые и снеговые воздействия. Влияние собственного веса оболочки, ввиду его малости по сравнению с другими нагрузками, обычно не учитывают. Однако в некоторых случаях при небольшом давлении под обечечным пространством собственный вес может значительно влиять на очертание контура оболочки. Так, при отношении избыточного давления P к собственному весу оболочки, равному $P/g = 4 \dots 5$, форма поперечного сечения оболочки отличается от круговой заметно, а при $P/g = 2 \dots 3$ — значительно. Распределение избыточного внутреннего давления на оболочку показано на рис. 8.52,а.

Для расчета пневматической конструкции на ветровое воздействие необходимо выявить картину обтекания оболочки потоком воздуха, выраженную в эпюре распределения ветрового давления по ее поверхности. Пока еще это не удалось сделать с достаточной точностью.

Распределение ветрового давления на оболочку меняется не только с изменением геометрии, но и скорости воздушного потока. Ветровое давление и, в частности, отсос, из-за исключительной легкости покрытия является силовым воздействием на него. Поэтому для наиболее ответственных сооружений приходится в каждом отдельном случае прибегать к аэродинамическому моделированию. В результате таких испытаний были установлены для некоторых оболочек критические соотношения значений скоростного напора воздушного потока g и избыточного давления P , при котором на поверхности воздухоопорной оболочки появляются «ветровые ложки» и она входит в неблагоприятный режим колебаний («бафтинг») $\psi = P/g$.

Для оболочек в форме три четверти сферы $\psi \leq 1,1$; для полусферы $\psi \leq 0,8$; для полуцилиндра со сферическими торцами $\psi \leq 0,7$. Вариант ветровой нагрузки на пневматическое сооружение показан на рис. 8.52,б.

Снеговая нагрузка вследствие подвижности и колебания поверхности оболочки не достигает интенсивности, характерной для жестких покрытий. На этом основании принято считать расчетную интенсивность снеговой нагрузки, равную суточному максимуму выпадения снега в данном районе (по статическим данным за последние 10 лет). Так, например, в зоне умеренных широт европейской части СССР она составляет $P=220$ Па. Счи-

тается возможным принять распределение снеговой нагрузки на оболочке по закону $P(\varphi) = P \cos \varphi$ или даже $P(\varphi) = P \cos 2\varphi$ (рис. 8.52, в), где φ - угол наклона касательной к оболочке. При $\psi \geq 45^\circ$ снег не задерживается на оболочке, если последняя сохраняет свою форму.

Согласно методике расчета по предельным состояниям, расчетное сопротивление материала оболочки разрыву определяют произведением нормативного сопротивления R^n на коэффициенты однородности R_o^{oh} и коэффициен-

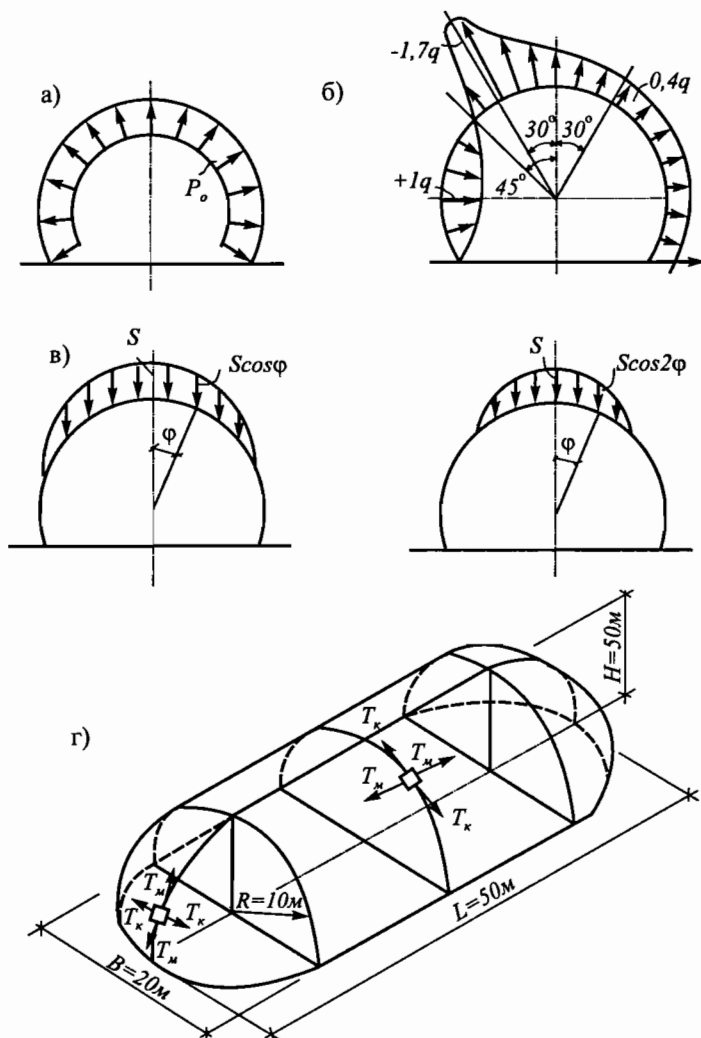


Рис. 8.52. Расчет пневматических конструкций: а - распределение внутреннего давления; б - распределение ветрового давления; в - распределение снеговой нагрузки; г - усилия в пневматической оболочке

ты условия работы конструкций $K_{уст}$. За нормативное сопротивление R_n принимают среднюю кратковременную прочность образцов материала покрытия по результатам статической обработки заводских или лабораторных испытаний.

Коэффициент однородности находят по формуле $K_{одн} = (1-3) v$, где v коэффициент вариации (см. табл. 8.5). Сопротивление ткани разрыву зависит от времени действия усилия и учитывается коэффициентом длительной прочности $K_{дл}$ (см. табл. 8.5).

Таким образом, расчетное сопротивление ткани без учета старения материала в условиях эксплуатации определяют по формуле

$$R = R^n K_{одн} K_{дл}.$$

Степень старения свойств материала оболочки можно учесть коэффициентом старения

$$K_{СТ} = 1 - N/2\Gamma,$$

где N - порядковый номер года эксплуатации оболочки; Γ - гарантируемый заводом-изготовителем материала срок службы в годах.

Прочность швов соединения полотнищ по отношению к прочности основного материала в разных странах принимают от 70 до 100%.

Последние две задачи расчета пневматических конструкций особенно тесно взаимосвязаны и их целесообразно рассматривать совместно.

Пневматические оболочки являются кинематически подвижными и геометрически изменяемыми системами. Перемещение оболочки может быть следствием двух причин: 1) упругого или пластического удлинения материала (деформации) и 2) изменения геометрии оболочки при приложении нагрузок - кинематического перемещения, которое в значительной степени обуславливает интенсивность и характер ветровой и снеговой нагрузок.

Изменение геометрии оболочки под действием нагрузок (переход в новое равновесное состояние) соизмеримо с размерами самой оболочки, требует учета геометрической нелинейности, что существенно усложняет задачу расчета.

Прямое использование уравнений классической безмоментной теории оболочек (названной элементарной) оказалось возможным только для решения немногих частных задач - оболочек вращения с осесимметричной нагрузкой и длинных цилиндрических оболочек, загруженных вдоль образующих.

Теория, учитывающая нелинейные зависимости между усилиями и деформациями, с одной стороны (физическая нелинейность) и деформациями и перемещениями, с другой стороны (геометрическая нелинейность), названная математической, приводит к сложной системе дифференциальных уравнений в частных производных, интегрирование которых осуществляется с применением компьютерных программ.

Для нахождения максимальных значений растягивающих усилий в воздухоопорных оболочках при действии невыгоднейшей комбинации расчетных нагрузок для рядовых оболочек сферической или цилиндрической формы небольших пролетов (до 50 м), можно использовать простые формулы:

$$T_M = 0,5PR + \beta qR;$$

$$T_K = \alpha PR + \beta qR,$$

где T_M, T_K – меридиональные и кольцевые усилия (рис. 8.52,г); P – избыточное давление воздуха под оболочкой; q – скоростной напор ветра; α, β – коэффициенты, значения которых установлены методами элементарной или какой-либо другой уточненной теории. Значения α, β в приведены в табл. 8.6.

По усилиям на контуре оболочки, найденными по аналогичным формулам, рассчитывают анкерные устройства оболочек, которые должны проектироваться с особой тщательностью, так как при неудачных решениях их стоимость может быть выше стоимости самой оболочки. Коэффициент запаса для расчета прочности и устойчивости анкерных устройств опорного контура в разных странах колеблется в пределах 1,2-3 в зависимости от площади перекрываемого помещения.

Хотя расчет оболочки позволяет определить наибольшие усилия и этим обозначить места наиболее вероятных разрушений оболочки, тем не менее изучение причин аварий воздухоопорных сооружений показывает, что формой их разрушения является не разрыв, а раздираение, т.е. по причинам, не учитываемым расчетом, но требующим детального изучения напряжений, приводящих к раздиранию. Положение выравнивается пока благодаря введению высоких коэффициентов запаса от 2,5 до 5.

Таблица 8.6. Значения коэффициентов α и β в формулах меридиональных T_M и кольцевых T_K усилий пневматических оболочек

T_M при $H/R, \beta$				T_K при $H/R, \beta$				Форма оболочки, значения α
0,5	0,75	1	1,5	0,5	0,75	1	1,5	
0,7-1,3	1-1,4	1,3-1,5	1,7-1,75	0,7-1	1,0-1,1	1,2-1,3	1,7-1,75	Сферические оболочки и сферические окончания цилиндрических оболочек $\alpha=0,5$
1,1-1,3	1,1-2,3	1,2-1,8	1,5-1,6	0,7-0,9	0,9-1	0,8-1	0,75-1,25	Цилиндрические части цилиндрических оболочек $\alpha=1$

Примечание. Диапазоны изменения значений коэффициентов даны по нормам Великобритании, Канады, Италии, Японии, ФРГ.

Глава 8.7. Понятие о висячих и тентовых покрытиях

Висячие покрытия

В висячих деревянных и пластмассовых конструкциях покрытий основными несущими элементами, перекрывающие пролет, являются гибкие деревянные плети, листы фанеры или пластмассы, элементы конечной жесткости, работающие на растяжение с изгибом, тросы из полимерных материалов. Любое висячее покрытие состоит из пролетной части и опорного контура. Конструктивно висячие покрытия могут быть выполнены в виде висячих оболочек, вантовых покрытий, висячих ферм и балок, мембран, комбинированных систем, подвесных конструкции. Реакцию (распор) пролетной части висячего покрытия воспринимает опорный контур (бортовой элемент) в виде замкнутого кольца, квадрата и т.д. Распор может восприниматься оттяжками или гибким контуром, в котором отсутствуют напряжения изгиба и кручения.

Висячими деревянными конструкциями перекрыты здания размером в плане несколько десятков метров. Одним из преимуществ применения в висячих покрытиях деревянных клееных элементов является возможность получить легкое и достаточно жесткое покрытие, стабилизированное за счет клееных деревянных вант конечной жесткости, что в свою очередь приводит к снижению усилий в опорном контуре покрытия.

Расчет висячих систем описан во многих изданиях. В частности, в учебнике «Металлические конструкции» т.2, «Конструкции зданий» под редакцией В. В. Горева, М. Высшая школа 1999 приведены способы расчета, иллюстрированные примерами различных типов висячих покрытий.

Тентовые покрытия

Тентовые покрытия предварительно напряженная конструкция, в которой напряжение оболочки осуществляется механическим путем: оттягиванием углов, подъемом опорных стоек, притягиванием промежуточных точек оболочки к земле или вверх к каркасу, искривлением жесткого опорного контура и др.

Форма поверхности тента должна способствовать распределению предварительного натяжения по всей поверхности оболочки и обеспечению стабильности формы после создания в оболочке предварительного натяжения.

Стабилизация формы легко достигается в оболочках отрицательной гауссовой кривизны.

Тентовая оболочка будет иметь одинаковые во всех точках напряжения при предварительном натяжении, если ее поверхность является минимальной – средняя кривизна равна нулю.

Из-за внешних воздействий на оболочку (ветер, снег и др.) форма оболочки отклоняется от минимальной, но ее можно принимать за исходную форму при расчете конструкции.

Необходимым условием для образования устойчивой формы оболочки при создании предварительного натяжения является наличие минимума четырех фиксированных точек, не лежащих в одной плоскости.

Тентовые оболочки могут быть подкреплены канатами или тросовыми сетками. Такими оболочками можно перекрывать пролеты в несколько десятков метров. Пролеты перекрываемые тентовыми оболочками до 30 м составляют около 70% возведенных конструкций. Тентовые покрытия перекрывающие большие площади, могут состоять из отдельных тентовых модулей. Покрытие международного аэропорта Джидда (Саудовская Аравия) состоит из 210 тентовых модулей размером 45×45 м, перекрывающих площадь 42 га.

Раздел 9. МАЛОЭТАЖНОЕ ДЕРЕВЯННОЕ ДОМОСТРОЕНИЕ

В разделе рассматриваются вопросы использования в деревянном домостроении прогрессивных (с различных точек зрения) специальных строительных материалов и прогрессивных методов строительства.

Глава 9.1. Материалы и изделия для строительства деревянных малоэтажных зданий

В России и других богатых лесом странах наблюдается тенденция к увеличению объемов строительства малоэтажных бревенчатых и брусчатых зданий заводского изготовления.

В номенклатуру материалов и изделий, предназначенных для заводского изготовления деревянных малоэтажных зданий, входят оцилиндрованные и профилированные бревна, а также профилированные брусья, причем все материалы могут изготавливаться как из неклееной, так и клееной древесины (рис. 9.1).

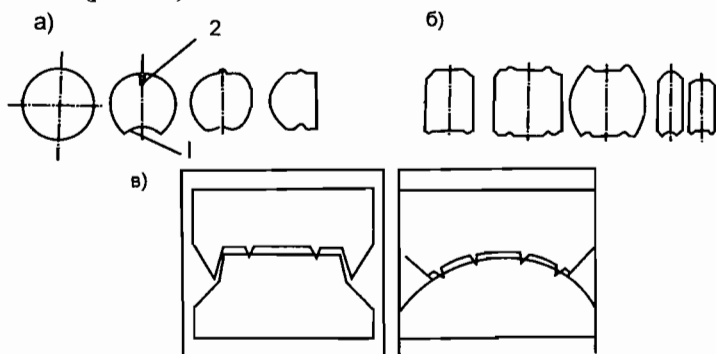


Рис. 9.1. Оцилиндрованные бревна, профилированные бревна и брусья:
а - поперечные сечения оцилиндрованного бревна и профилированных бревен;
б - поперечное сечение профилированных брусьев; в - детали узлов сплачивания
по высоте профилированных бревен и брусьев; 1 - продольный паз цилиндрической формы; 2 - продольный пропил («искусственная трещина»)

Оцилиндрованные бревна в отличие от обычных бревен со сбегом имеют постоянное по длине круглое сечение. Бревна диаметром до 220 мм и длиной от 2000 до 6500 мм получают механической обработкой обычных бревен или неклееной древесины на соответствующих станках, агрегатах и линиях.

По мнению специалистов, оцилиндрованные бревна рационально изготавливать из брусьев одного и того же сечения для соответствующей партии, которые получают распиловкой кражей (брусовка).

Оцилиндрованные бревна используют в качестве балок перекрытий, колонн и других конструкций или элементов зданий заводского изготовления, либо как полуфабрикат для изготовления профилированных бревен различных поперечных сечений, получаемых механической обработкой оцилиндрованных бревен или бревен со сбегом, включающей одновременную оцилиндровку и профилирование.

Профилированные бревна с продольным пазом цилиндрической формы (рис 9.1,а) находят наиболее широкое применение в качестве стенового материала при строительстве бревенчатых зданий. Такие профилированные бревна изготавливает, например, фирма «ЭкоДом», Россия. При возведении стен здания одно профилированное бревно укладывают на другое пазом вниз. С противоположной цилиндрическому пазу стороны вдоль всего бревна создается искусственная трещина (пропил), предназначенная для предотвращения образования в профилированных бревнах глубоких радиальных усушечных трещин, идущих перпендикулярно к поверхности стен и заметно снижающих их теплотехнические показатели.

Следует отметить, что многовековой опыт строительства домов с рублеными стенами указывает на целесообразность создания искусственных трещин по дну продольных цилиндрических пазов, что исключает возможность скопления в этих «трещинах» образующейся в швах между бревнами конденсационной влаги.

В России в настоящее время на рынок строительного оборудования поставляется оборудование для производства механизированным способом оцилиндрованных и профилированных бревен, применение которого дает возможность выполнять венцовые чаши для соединения бревен в местах пересечения стен, глухие гнезда или сквозные отверстия под шкранты круглого сечения, пазы и гребни для соединения бревен по длине стен, усадочные пазы по торцам бревен на границе с оконными и дверными проемами и т.п.

Профилированные брусья из пиленых или клееных брусьев прямоугольного и квадратного сечения производятся различными отечественными и зарубежными фирмами. Например, фирма «Стройжилсервис», Россия, изготавливает профилированные брусья из клееных брусьев прямоугольного сечения, склеенные из двух или трех досок (рис. 9.2.)

На изготовление профилированных брусьев из клееной древесины затрачивается значительно меньше времени, чем при использовании для данной цели пиленых брусьев, так как сушка досок требует меньше времени, чем брусьев при прочих равных условиях.

Следует отметить, что при возведении брусчатых стен из профилированных брусьев с соединением их по высоте в паз и гребень обычно не используют шкранты.

Комбинированные брусья (рис. 9.3.) иногда используют вместо обычных брусьев в целях сокращения расхода древесины при возведении стен деревянных зданий. Такие брусья по двум или всем четырём сторонам

имеют обкладки из пиломатериалов и средний слой из эффективного тепло- и звукоизоляционного материала, например, пенопласта. Некоторые виды комбинированных брусев используют для устройства перекрытий домов. Сопряжение смежных брусев по ширине или высоте выполняется через систему продольных пазов и соответствующих им гребней.



Рис. 9.2. Профилированные брусья из клееной древесины производства фирмы «Стройжилсервис»

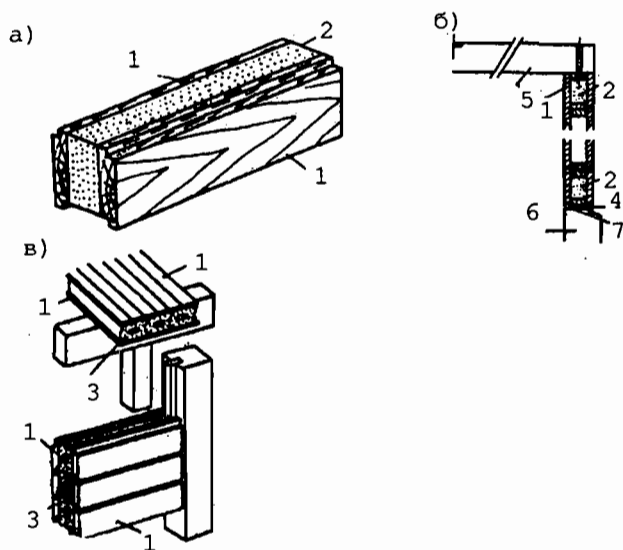


Рис. 9.3. Комбинированные брусья:

а - комбинированный брус с двусторонней обкладкой из досок производства ВНПО «Союзнаучстандарт»; б - стена из комбинированных брусев коробчатого сечения; в - перекрытие и стены из комбинированных брусев с двусторонней обкладкой из досок: 1 - обкладка из досок; 2 - пенопласт с наполнителем из мягких отходов древесины; 3 - средний древесностружечный слой; 4 - гидроизоляция; 5 - перекрытие; 6 - фундамент; 7 - уплотняющая прокладка.

При использовании комбинированных брусев для наружных стен односемейных домов толщиной 150 мм расход пиломатериалов по сравнению с расходом обычных брусев сокращается в три раза.

Фанерные доски и брусья изготавливаются непрерывным способом из фанерного шпона толщиной 3 мм и имеют одинаковое направление волокон во всех слоях шпона. Эти изделия производятся, в частности, в Финляндии и Швейцарии. Для изготовления досок и брусев используют шпон, получаемый лущением древесины хвойных пород, из которого непрерывным способом сначала изготавливают плиты толщиной от 27 до 75 мм, шириной до 2500 мм и длиной 23000 мм. Затем плиты разрезают на элементы (доски и плиты) требуемых размеров. Фанерные доски и плиты Kerto используют при строительстве односемейных деревянных домов в качестве элементов перекрытий. Из фанерных досок склеивают элементы таврового или двутаврового сечения, применяемые при изготовлении сквозных деревянных стропильных конструкций, например, такие как треугольные распорные системы и др.

В последние годы в России, других странах СНГ и странах дальнего зарубежья в строительстве малоэтажных зданий все шире используют брусья, стеновые блоки и плиты, изготавливаемые с применением отходов деревообрабатывающей и целлюлозно-бумажной промышленности.

Брус строительный прессованный пазогребневый и пустотелый изготавливают методом экструзии из древесных отходов, проходящих через сита с ячейками до 10х10 мм, с использованием соответствующих технологий и оборудования.

Для производства бруса строительного прессованного используют опилки, древесную стружку, отсев от щепы и др., а также каустический магnezит марки ПМК-75 (ГОСТ 1216 «Порошок магnezитовый каустический») и хлористый магний (ГОСТ 7759 «Магний хлористый технический (бишофит)').

Производительность экструзионной установки составляет 2 тыс.м³ в год бруса строительного прессованного. На 1 м³ бруса расходуется 1,42 м³ древесного сырья и 0,483 т минеральных вяжущих.

Технические характеристики бруса строительного прессованного приведены в табл. 9.1.

Брус строительный прессованный представляет собой экологически чистый, трудногорюемый, био-, водо- и морозостойкий стеновой материал, легко поддающийся обработке обычным режущим инструментом и отделке лакокрасочными материалами.

Блоки стеновые из отходов деревообрабатывающей и целлюлозно-бумажной промышленности изготавливают различных типоразмеров с использованием различных видов вторичного сырья, вяжущих и соответствующих технологий.

Белорусским филиалом ВПТИагрострой разработана технология изготовления пустотелых стеновых блоков из опилкобетона. Выпуск блоков может быть налажен на технологических линиях как промышленных предприятий, так и специализированных ремонтно-строительных организаций. Каждая технологическая линия оснащается четырьмя стендовыми установками, дозатором, четырехкомпонентным смесителем и самоходной тележкой с раздаточным бункером. Производительность линии - 330 тыс. стеновых блоков в год.

Таблица 9.1.

Наименование показателей	Значение показателей
Размеры бруса, мм:	
Высота	250
Ширина	150
Размеры полости в бруссе, мм	140x140
Размеры паза и гребня, мм	40x15
Прочность, МПа:	
При поперечном изгибе	2x3
При сжатии	10x17
Плотность, кг/м ³	1100-1250
Коэффициент теплопроводности, Вт(м ² ·К)	0,32-0,34
Влажность, %	15

Технические характеристики стеновых пустотелых блоков приведены в табл. 9.2.

Таблица 9.2.

Наименование показателей	Значение показателей
Размеры блока, мм	390x190x180
Масса блока, кг	10-11
Плотность опилкобетона, кг/м ³	900-1100
Коэффициент пустотности	0,33
Прочность на сжатие, МПа	2,5-3,5
Морозостойкость, число циклов	25-35
Время твердения опилкобетона, мин	8-10

Фирма «Добро», Россия, г. Ухта, пос. Югэр, из опилок с различным вяжущим изготавливает стеновые материалы для строительства малоэтажных зданий.

Балабановским отделением Гипролеспрома ВНПО «Союзнаучстандартдом» разработана рецептура смеси и технология изготовления цементно-стружечных стеновых двухпустотных блоков (ЦСБ), предназначенных для строительства односемейных жилых домов и зданий иного назначения.

Цементно-стружечные блоки изготавливают из станочной стружки с добавками опилок, цемента и воды. Блоки имеют один модульный размер,

а доборные блоки получают распиловкой модульных блоков. Блоки формируют без прессования при комнатной температуре на отечественном оборудовании. Поверхность блоков имеет офактуренную отделку. Хранение блоков возможно на открытом воздухе. При устройстве стен блоки укладывают насухо, после чего пустоты в кладке заполняют утепляющими растворами из местных материалов, например, глиняным раствором. Характеристики блоков приведены в табл. 9.3.

Таблица 9.3.

Наименование показателей	Значение показателей
Объем блока, м ³	0,0375
Плотность, кг/м ³	750
Прочность на сжатие, МПа	до 2,5
Масса блока, кг	11-12
Влажность, %	15

СибЗНИИЭП разработана рецептура и технология изготовления мелких древесно-минеральных стеновых блоков, которые изготавливаются из отходов деревообработки и вяжущего на основе высококальциевой золы-уноса, получаемой от сжигания бурых углей. Вяжущее содержит эффективные активаторы твердения.

Технические характеристики древесно-минеральных стеновых блоков приведены в табл. 9.4.

Таблица 9.4.

Наименование показателей	Значение показателей
Плотность, кг/м ³	1200-1600
Прочность на сжатие, МПа	5-15
Водопоглощение, %	8-20
Коэффициент водостойкости	0,6-0,9
Модуль упругости, МПа	4000-6200
Коэффициент Пуассона	0,17-0,23
Морозостойкость, число циклов	50-100
Коэффициент теплопроводности при плотности 1600 кг/м ³ и влажности 9%, Вт/(м ² ·К)	0,398

В Украине кооперативно-государственный производственно-исследовательский институт Укراгропроектстройиндустрия разработал несколько вариантов технологии изготовления стеновых блоков из отходов целлюлозно-бумажной промышленности (СКОПА). Согласно проектам каждый из формовочных цехов оборудован линиями по изготовлению соответственно крупных и мелких стеновых блоков. Производительность формовочного цеха составляет 15 тыс. крупных и 15 тыс. мелких стеновых блоков в год. Блоки предназначены для строительства сельских односемейных жилых домов.

Глава 9.2. Малоэтажные здания заводского изготовления с бревенчатыми и брусчатыми стенами

В России и за рубежом получил распространение метод сборного строительства бревенчатых и брусчатых малоэтажных зданий, главным образом, односемейных жилых домов, заводского изготовления. Строительство ведется по типовым или индивидуальным проектам с использованием для сборки основных частей здания (стены, перекрытия и т.д.), изготовленных с высокой точностью на автоматизированном оборудовании элементов из оцилиндрованных бревен или профилированных брусьев.

На рис. 9.4. представлена общая схема односемейного жилого дома заводского изготовления фирмой ООО «ЭкоДом»

Большой опыт строительства малоэтажных зданий с использованием оцилиндрованных и профилированных бревен и брусьев накоплен в Финляндии. На рис. 9.5. даны основные решения устройства стен таких зданий. В угловых или промежуточных узлах пересечения наружных стен соединение профилированных бревен осуществляется только с остатком (в «обло»), при этом чаши, выбранные на специальных пазовальных станках, должны быть обращены вниз.

Для сплачивания бревен по высоте стен, в простейшем случае в каждом из них выбирается продольный паз определенной ширины, которая зависит от диаметра бревен. Швы между сплачиваемыми бревнами уплотняются прокладками из войлочных полос, но не паклей. Надлежащая устойчивость стен обеспечивается за счет соединения между собой сразу по несколько бревен вертикально расположенными, с шагом не менее 200 мм вставными цилиндрическими нагелями или стальными болтами, вместо которых раньше устанавливались деревянные призматические шкранты (рис. 9.5.,а).

Не менее чем по одному вставному цилиндрическому нагелю или вставному болту должно быть размещено в каждом шве сплачиваемых по высоте бревен как на участках, расположенных в промежутке между наружными стенами, так и на участках, лежащих за пределами этих стен.

Брусчатые стены также возводят со сплачиванием брусьев по высоте с использованием вставных цилиндрических нагелей или болтов. Однако, стены с пазогребневым сплачиванием по высоте профилированных брусьев выполняют без использования для сплачивания цилиндрических нагелей или болтов, поскольку при таком сплачивании взаимный сдвиг брусьев в горизонтальной плоскости невозможен.

По длине профилированные бревна и брусья соединяют на шпонку или в паз и гребень. В углах профилированные брусья соединяют на шпонках (рис. 9.5.,б).

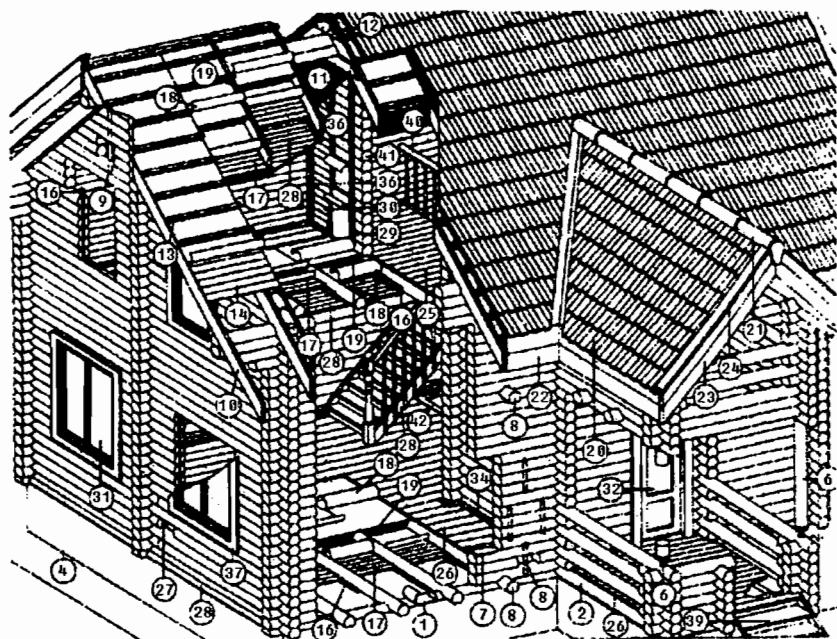


Рис. 9.4. Общая схема односемейного бревенчатого жилого дома заводского производства фирмы ООО «ЭкоДом» (Россия, г.Москва):

1 - гидроизоляция, отделяющая деревянные конструкции от фундамента; 2 - сборный профилированный элемент, изготовленный из оцилиндрованного бревна; 3 - балка перекрытия из оцилиндрованного бревна или из доски на ребро сечением 60х180 мм; 4 - фундамент (цоколь); 5 - колонна из оцилиндрованного бревна; 6 - стальной опорный элемент колонны с вертикальным болтом для регулирования ее положения при деформациях дома; 7 - полосовой (ленточный) утеплитель, размещаемый в швах между сборными элементами стен из профилированных бревен; 8 - шкант деревянный, круглого сечения; 9 - вставной стальной цилиндрический нагель; 10 - стропильная нога из досок сечением 60х180 мм; 11 - затяжка из доски сечением 50х150 мм; 12 - накладка из доски сечением 50х150 мм; 13 - брусок обрешетки сечением 40х50 мм; 14 - подшивка свеса крыши над фронтоном, выполненная из евровагонки; 15 - брусок сечением 40х50 мм, вставляемый в усадочный паз оконного или дверного проема; 16 - черепной брусок сечением 40х50 мм; 17 - накат из досок сечением 25...150 мм; 18 - прокладка из 2 слоев пергамина; 19 - слой тепло- и звукоизоляционного материала толщиной 100 мм; 20 - кровля (стальная, черепичная и т.п.); 21 - коньковый элемент кровли; 22, 23 - лобовая доска карнизного или фронтонного свеса крыши сечением 25х150 мм; 24 - ветровая доска сечением 25х150 мм; 25 - доска для пола шпунтованная сечением (30-40)х(96-150) мм; 26 - доска для пола веранды нешпунтованная сечением 50х(120...150) мм; 27 - узел срачивания сборных профилированных элементов; 28 - подшивка потолка из евровагонки; 29 - брусок каркаса под обшивку стены сечением 40х50 мм; 30 - обшивка стены из евровагонки; 31 - оконный блок или блок балконной двери с фурнитурой и остеклением; 32 - дверной блок с фурнитурой; 33 - сливная доска сечением 25х150 мм; 34 - плинтус половой; 35 - плинтус потолочный; 36 - угловая рейка; 37 - наличник, обрамляющий дверной или оконный проем; 38 - лестница внутренняя; 39 - лестница наружная; 40 - ограждение 2 этажа «верхний свет»; 41 - внутренняя перегородка соответствующей конструкции; 42 - люк

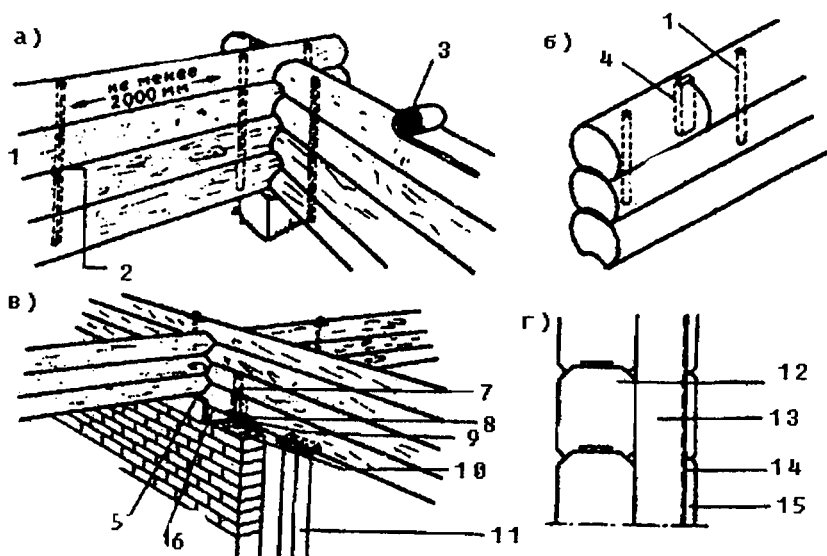


Рис. 9.5. Конструктивные решения устройства стен из профилированных бревен и брусев в домах фирмы «Kotitotuots»

а - укрепление бревенчатых стен цилиндрическими нагелями; б - сращивание профилированных бревен по длине; в - регулируемый по толщине зазор между бревенчатой и кирпичной частями стены и заполненный паклей или войлоком; г - утепленная стена из профилированных брусев; 1 - цилиндрический нагель; 2 - зазор между нагелями, забитыми в одно и то же глухое вертикальное отверстие в стене; 3 - прокладка в форме войлочной ленты для уплотнения шва между профилированными бревнами; 4 - шпонка из древесины; 5 - доска, скрывающая регулируемый зазор; 6 - регулируемый по высоте зазор, заполненный паклей или войлоком; 7 - стойка регулируемого устройства в виде стального стержня, снабженного резьбой; 8 - подвижная стальная плита регулирующего устройства, перемещением которой изменяется ширина зазора; 9 - гайка, с помощью которой регулируется положение подвижной стальной плиты по вертикали, т.е. ширина зазора; 10 - стальная опорная плита регулирующего устройства; 11 - столб в плоскости стены дома; 12 - профилированный брус; 13 - деревянный элемент каркаса под обшивку стены; 14 - паронизация; 15 - обшивка стены из горизонтально расположенных досок (минераловатный утеплитель размещается в промежутке между вертикальной поверхностью брусчатой части стены и дощатой обшивкой).

Для устранения отрицательного влияния на работу дома и на работу его конструкций неравномерности усадочных деформаций стен и других частей дома вследствие усушки древесины и уплотнения швов во времени над оконными или дверными проемами устраивают зазоры, заполняемые паклей или волокном. Величина зазоров соответствует величине усадочных деформаций стен, которые составляют от 30 до 80 мм.

Стены жилых домов многих типов, сооруженные из профилированных бревен и брусев хвойных пород и имеющие толщину от 100 до 230 мм, обладают надлежащей теплоизоляционной способностью, которая была проверена с использованием в теплотехнических расчетах значения коэф-

фициента теплопередачи стен из профилированных бревен и брусьев как неутепленных, так и дополнительно утепленных слоем минеральной ваты соответствующей толщины (табл. 9.5.).

Таблица 9.5.

Толщина стены, мм	Коэффициент теплопередачи $K, \text{Вт}/(\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C})$, при толщине слоя минераловатного утеплителя, мм			
	без утеплителя	50	100	150
68	1,49	0,56	0,36	0,27
92	1,18	0,51	0,34	0,26
117	0,99	0,47	0,32	0,25
130	0,98	0,47	0,32	0,25
150	0,88	0,43	0,31	0,24
170	0,80	0,40	0,29	0,23
190	0,73	0,38	0,28	0,22
210	0,67	-	-	-
230	0,60	-	0,26	0,21

Кроме указанного в табл. 9.5. минераловатного утеплителя, в последние годы в Финляндии в строительстве односемейных жилых домов со стенами из профилированных бревен и брусьев широко используется эковата, изготавливаемая из макулатуры.

В Финляндии стоимость односемейных домов со стенами из профилированных брусьев и бревен примерно на 5-10 % выше стоимости деревянных домов панельной конструкции за счет более высокой стоимости материалов и производства строительных работ. Однако большинство заказчиков предпочитает их панельным по эстетическим соображениям, а также из-за большей комфортности.

Глава 9.3. Каркасно-обшивные и рамно-каркасные здания

Во многих странах мира широкое распространение получило строительство малоэтажных каркасно-обшивных и рамно-каркасных жилых зданий заводского изготовления.

Усовершенствование известного метода строительства деревянных каркасно-обшивных односемейных домов состоит в том, что для устройства прочных и устойчивых каркасов, состоящих из верхней и нижней обвязок, стоек, балок перекрытий наклонных стропильных конструкций и т.д. используются полные наборы сборных элементов каркаса дома заводского изготовления (рис. 9.6.).

Особенность технологии изготовления сборных элементов каркаса здания заключается в том, что все они нарезаются из заготовок в форме дощатоклееных блоков трех типоразмеров поперечного сечения. Длины элементов определяются исходя из объемно-планировочного решения здания,

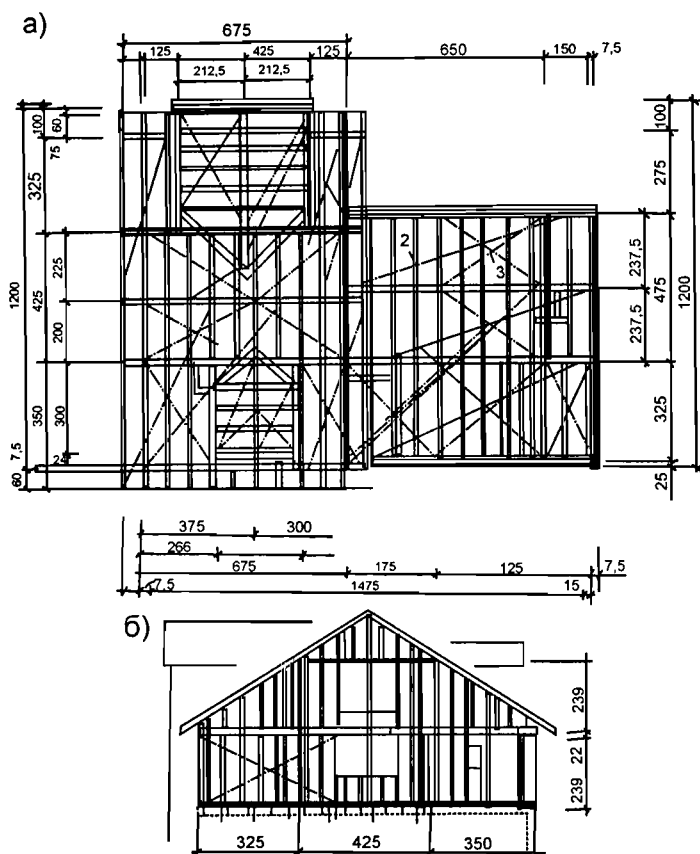


Рис. 9.6. План покрытия (а) и каркас стены (б) односемейного деревянного жилого дома каркасно-обшивной конструкции, разработанной в Швейцарии.

а подбор одного из трех возможных поперечных сечений для них осуществляют на основе статических расчетов с использованием ЭВМ и соответствующих программ. Заказчику до разработки индивидуального проекта жилого дома предоставляется возможность самостоятельного выбора как горизонтального, так и вертикального модулей здания, которые должны быть увязаны со стандартными размерами применяемых строительных материалов, например, древесно-плитных материалов для обшивки стен, а также возможность участия заказчика и его семьи в выполнении строительных, главным образом, отделочных работ.

Заготовки для изготовления элементов каркаса склеивают из сосновых или еловых досок после камерной сушки и фрезерования поверхностей.

До изготовления элементов каркаса на основе результатов проектирования дома составляется спецификация всех деревянных элементов дома с подразделением на марки, т.е. на элементы одинаковых размеров.

Элементы каркаса при изготовлении на поточных линиях доводятся до состояния полной готовности к сборке, т.е. автоматически снабжаются отверстиями, гнездами, пазами и т.д., необходимыми для соединения между собой в соответствующих местах с соблюдением допусков по размерам. После сборки основных частей дома с высокой точностью в его оконные и дверные проемы могут быть установлены заранее заготовленные оконные и дверные блоки заводского серийного изготовления.

Все деревянные элементы каркаса дома в необходимом для его сборки ассортименте комплектуют отдельно для каждой части дома и вместе с крепежными изделиями в пакетированном виде поставляют заказчику. Кроме того, в комплект поставки включаются стальные элементы горизонтальных и вертикальных связей с соответствующим крепежом. В значительной мере вопросы пространственной устойчивости дома решаются за счет обшивки его каркаса древесно-плитными материалами, устройства кося обшивки из досок и т.д.

Подготовка в заводских условиях полного комплекта элементов каркаса дома к сборке позволяет выполнять его монтаж в сжатые сроки с использованием легкого кранового оборудования или даже вручную. Сокращение сроков строительства деревянного жилого дома на 1 мес. приводит к снижению его стоимости на 0,5-1 %. Заказчик при желании может все отделочные работы выполнять самостоятельно, что сокращает расходы на строительство.

В США 83,3 % населения страны проживает в малоэтажных деревянных домах различной конструкции, из которых 90 % приходится на дома рамно-каркасной конструкции.

Рамные каркасы в настоящее время выполняют из сборных элементов заводского изготовления, преимущественно по индивидуальным проектам, сборку рам производят непосредственно на строительной площадке, а затем осуществляют их монтаж. Смонтированный каркас стен обшивают досками или древесноплитными материалами. Между слоями обшивки размещают необходимые тепло- и звукоизоляционные материалы.

Для изготовления элементов рамных каркасов преимущественно используют доски сечением 50x100 или 50x150 мм. Малый набор поперечных сечений деревянных элементов и разновидностей крепежных элементов позволяет широко использовать автоматизированное проектирование и изготовление односемейных домов данной конструкции.

По имеющимся статистическим данным в США при строительстве односемейного деревянного жилого здания, а в этой стране возводятся в основном деревянные жилые здания рамно-каркасной конструкции, в среднем требуется 38 м³ пиломатериалов, 759 м² конструкционных древесных плит и 268 м² неконструкционных древесных плит.

Сведения о среднегодовых объемах применения в США древесины и древесных материалов на отдельные части односемейных деревянных жилых домов приведены в табл. 9.6. (в расчете на 1 дом)

Таблица 9.6.

Конструктивные части здания	Расход пиломатериалов, м ³	Расход древесных плит (условной толщиной 9,5 мм), м ²	
		конструкционных	неконструкционных
Перекрытия	7,86	284,0	51,62
Стены	18,00	172,4	75,95
Крыши	9,89	297,7	10,92
Гаражи, веранды, балконы и др.	5,41	63,3	26,91
Вспомогательные элементы	2,03	6,17	124,99
Всего	41,20	823,6	290,4

Как следует из табл. 9.6., основные затраты пиломатериалов в односемейном деревянном жилом доме приходятся на стены: расход пиломатериалов на них почти в два раза выше, чем на перекрытия, и в 1,5 раза больше, чем на крыши. Иная картина в распределении конструкционных древесных плит, 1/3 которых расходуется на перекрытия и 1/3 на крыши домов.

Системы перекрытий включают каркас и элементы настила с учетом покрытия пола. Условно к этим системам отнесен небольшой объем древесины для деревянных фундаментов, выполненных с глубокой пропиткой. Выявлено, что в 75 % односемейных деревянных жилых домов применяются традиционные системы перекрытий с деревянным каркасом и настилом из древесных плит.

К элементам каркаса перекрытий относят деревянные балки, прогоны, фермы, связи, а также элементы каркаса внутренних лестниц. Около 70 % всех перекрытий односемейных деревянных жилых домов имеют каркасы из балочных элементов, а 12 % - из деревянных ферм, в которых применены клефанерные балки с волнистыми фанерными стенками или балки со стенками из других материалов.

При этом настилы перекрытий включают разнообразные системы; 1/3 - однослойные, 35 % - с многослойным черным полом, 25 % - с многослойной подшивкой.

В качестве стоек каркаса стен односемейных деревянных домов используют доски двух-трех стандартных поперечных сечений, устанавливаемые с шагом 406 или 610 мм.

В качестве обшивочных материалов для стен наибольшее применение находят фанера из древесины хвойных пород (26 %) и изоляционные древесноволокнистые плиты со слоем пенопласта (22 %).

В конструкциях крыш односемейных деревянных жилых домов наибольшая часть пиломатериалов (около 90 %) используется на каркасы крыш (стропильные конструкции), а большая часть конструкционных древесных плит (80 %) - на настил покрытий.

В качестве каркасных конструкций крыш наибольшее распространение получили балочные конструкции (38 %) и фермы (62 %). Шаг ферм обычно составляет 610 мм, шаг балочных (стропильных) элементов - 410 мм. Общие расходы на эти конструкции примерно одинаковы, несмотря на то, что число домов с ферменными конструкциями покрытий в два раза превышает число домов с балочными конструкциями.

В качестве конструкционных плит для настилов крыш в небольшом объеме используют фанеру хвойных пород (80 %) и вафельные плиты типа OSB (20 %).

Расход древесины и древесноплитных материалов для возведения новых односемейных домов существенно зависит от принятых характеристик дома, конструктивных систем, вида применяемых материалов на основе древесины, а также наличия дополнительных архитектурных элементов и сложности отделки.

Затраты времени на строительство односемейного деревянного дома рамно-каркасной конструкции площадью 120 м² бригадой из 5 чел. приведены в табл. 9.7.

Таблица 9.7.

Этап строительства	Затраты времени, чел-ч
Подготовка строительных материалов для устройства перекрытий	0,35
Устройство перекрытий	5,35
Устройство лицевых покрытий полов	6,70
Устройство стен	42,45
Возведение конструкций покрытия	15,00
Кровельные работы	9,35
Общий объем строительных работ	79,75

Глава 9.4. Панельные малоэтажные деревянные здания

В ряде стран мира, в том числе в России, Финляндии, Германии и других странах получили широкое распространение методы полносборного панельного строительства деревянных односемейных домов заводского изготовления.

В частности, фирма «*Streif*», Германия, г. Прюм, входящая в концерн «*Hochtief AG*», является одним из крупнейших в Европе изготовителей односемейных деревянных домов панельной конструкции. Фирма не только ведет строительство односемейных жилых домов, но и поставляет в различные страны (включая Россию) заводы по их изготовлению (рис. 9.7.).

В Финляндии ведущим поставщиком сборных малоэтажных односемейных деревянных домов панельной конструкции является фирма «*Makrom*», которая изготавливает в комплекте многослойные панельные кон-

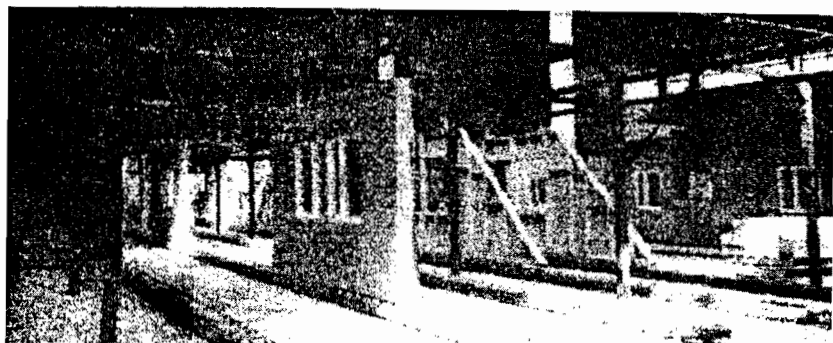


Рис. 9.7. Изготовление стеновых панелей для односемейных деревянных жилых домов на оборудовании «Streif»

струкции стен, перекрытий и покрытий, а также стропильные фермы из досок с узловыми соединениями на металлических зубчатых пластинах, поставляет их и возводит. Кроме того, фирма поставляет в другие страны оборудование по выпуску односемейных панельных деревянных домов, например, в Польшу, Россию и др.

В России объединением «Калининмежхозлес» метод крупнопанельного строительства применялся при монтаже брусчатых односемейных домов. Стеновые панели из брусев (рис.9.8.) длиной от угла до угла дома монтировались «с колес» с использованием автокранов.

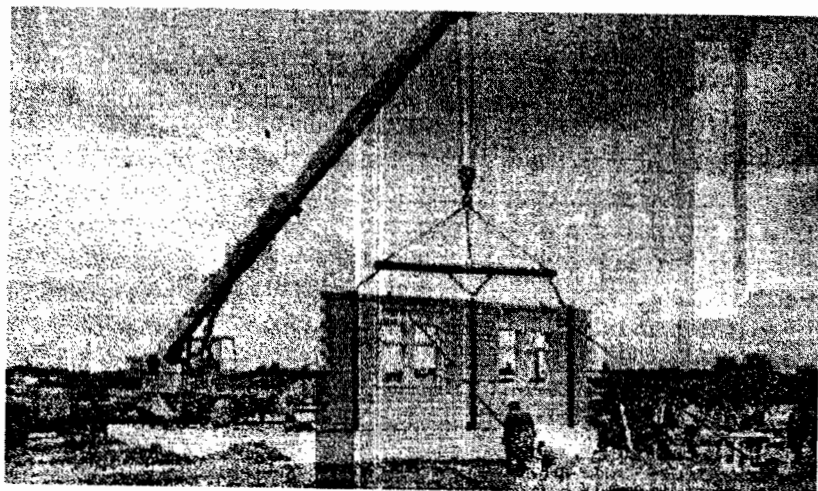


Рис. 9.8. Монтаж стеновой панели сборного брусчатого односемейного жилого дома, осуществляемый объединением «Калининмежхозлес».

Фирма «Folding - Engineering» (Нидерланды) изготавливает и поставляет сборно - разборные пакетируемые жилые здания панельной конструкции «FOLDEX - Skelettbau».

В собранном виде пакетируемые сборно-разборные дома могут представлять собой один объемный блок или состоят из нескольких объемных блоков. В случаях монтажа блоков через значительные интервалы времени их называют «растущими» домами, увеличение которых может происходить по длине, ширине, высоте и по всему объему. Высота блоков H может составлять от 1 до 3 этажей (рис. 9.9.). Длина объемного блока L (протяженность его двух продольных несущих стен), кратная строительному модулю 2,4 м, а в особых случаях 1,2 м, может быть принята любой по желанию заказчика при обеспечении надлежащей пространственной устойчивости этих объемных блоков, главным образом, за счет создания поперечных диафрагм жесткости, роль которых выполняют торцовые стены блока. Ширина объемного блока B зависит от расстояния в свету между несущими стенами, которое может составлять 5,1; 5,4; 6,0; 7,2; 8,4 и 9,6 м. Дома могут состоять из объемных блоков как одинаковой, так и различной высоты, причем несущие стены объемных блоков могут иметь одинаковое или взаимно перпендикулярное направление. поэтажное членение блоков на помещения осуществляется за счет устройства внутренних перегородок, т.е. дома имеют свободную поэтажную планировку.

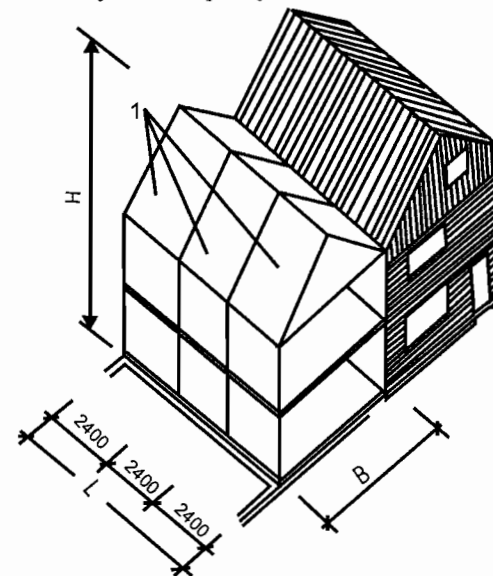
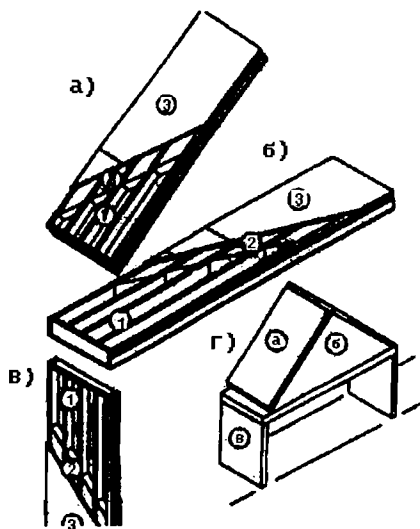


Рис. 9.9. Пакетируемый сборно-разборный односемейный деревянный жилой дом панельной конструкции «FOLDEX - Faltskelettbau», состоящий из двух объемных блоков высотой в 2 этажа
1 - секция объемного блока

Для строительства пакетируемых сборно-разборных односемейных деревянных жилых домов индустриальным способом на поточных линиях изготавливаются типовые ребристые трехслойные панели стен, перекрытий и покрытий объемных блоков (рис. 9.10). Ребра панелей выполняются из досок, а обшивка - из листов фанеры толщиной 13 мм из цементно-стружечных плит толщиной 16 мм. В панелях имеется пароизоляционный слой и слой эффективного звукоизоляционного материала, толщина которого зависит от конкретных условий эксплуатации дома. Ширина панелей всех видов составляет 1,2 м. Длина стеновых панелей принимается равной расстоянию от поверхности пола до поверхности потолка помещений и с градацией 0,6 м составляет 2,5 - 6,1 м. Толщина стеновых панелей равна 100 мм. Длина панелей перекрытий зависит от принятого расстояния в свету между несущими стенами объемных блоков и равна этому расстоянию плюс две толщины панелей наружных стен. Толщина панелей перекрытий равна 210 мм. Длина панелей плоских покрытий равна длине панелей перекрытия, а длина панелей покрытий иной формы, например, двухскатных, трапециевидных и т.д. принимается в зависимости от конкретных условий.

Рис. 9.10. Трехслойные ребристые панели для пакетируемых сборно-разборных односемейных жилых домов фирмы «Folding-Engineering», и схема расположения их в коробке здания: а - панель покрытия; б - панель перекрытия; в - стеновая панель; г - расположение панелей в коробке здания; 1 - дощатые ребра; 2 - теплоизоляция; 3 - обшивка из листов фанеры или из цементно - стружечных плит



На строительную площадку сборно-разборные односемейные деревянные жилые дома поставляют сложенными в пакеты «FOLDEX-Pakett», каждый из которых содержит полный комплект укрупненных монтажных единиц на одну секцию объемного блока дома, т.е. на часть объемного блока с размером в направлении L, равным строительному модулю 2,4 м, а в особых случаях - с размером в направлении L 3,6 (строительный модуль 1,2 м). Основные разновидности укрупненных монтажных единиц, из которых

могут собираться секции, представлены на рис. 9.11. Следует отметить, что в состав пакетов, кроме приведенных на рис. 9.11 укрупненных монтажных единиц, в случае необходимости могут входить панели торцовых стен и другие сборные элементы дома.

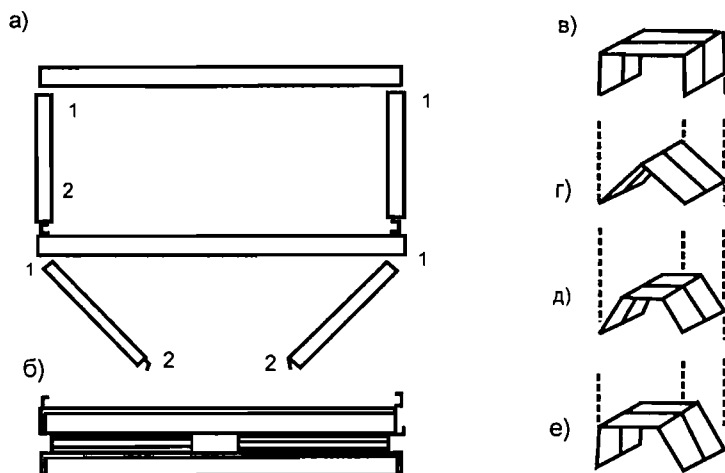


Рис. 9.11. Основные виды укрупненных монтажных единиц, собираемых в пакеты «FOLDEX-Paket»:

а - из панелей стен и плоского покрытия одноэтажных жилых домов; б - из панелей стен и панелей двускатного покрытия одноэтажных жилых домов; в - из панелей стен и панелей перекрытий или плоских покрытий двух- и трехэтажных жилых домов; г, д, е - из панелей покрытий ломаного очертания двух- и трехэтажных жилых домов; 1 - неразъемное шарнирное соединение; 2 - разъемное шарнирное соединение

Укрупненные монтажные единицы, как правило, изготавливают из попарно соединенных по ширине до размеров строительного модуля 2,4 м панелей соответствующего вида: в особых случаях панели соединяются по ширине до размера 3,6 м. Панели соединяют на рейку, скрытую в продольном шве, а в поперечном направлении их дополнительно скрепляют накладками прямоугольного, треугольного или более сложного поперечного сечения, прикрепляемыми к панелям в зоне торцов клеем и шурупами (рис. 9.12.).

Соединение по ширине панели соответствующих видов в заводских условиях при помощи стальных петель неразъемно, но шарнирно в зоне торцов соединяют в укрупненные монтажные единицы, которые могут складываться или расправляться под действием сил собственного веса. Обеспечена возможность шарнирного разъемного соединения смежных по высоте секций укрупненных монтажных единиц. В тех случаях, когда укрупненные монтажные единицы расправляются или когда выполняют шар-

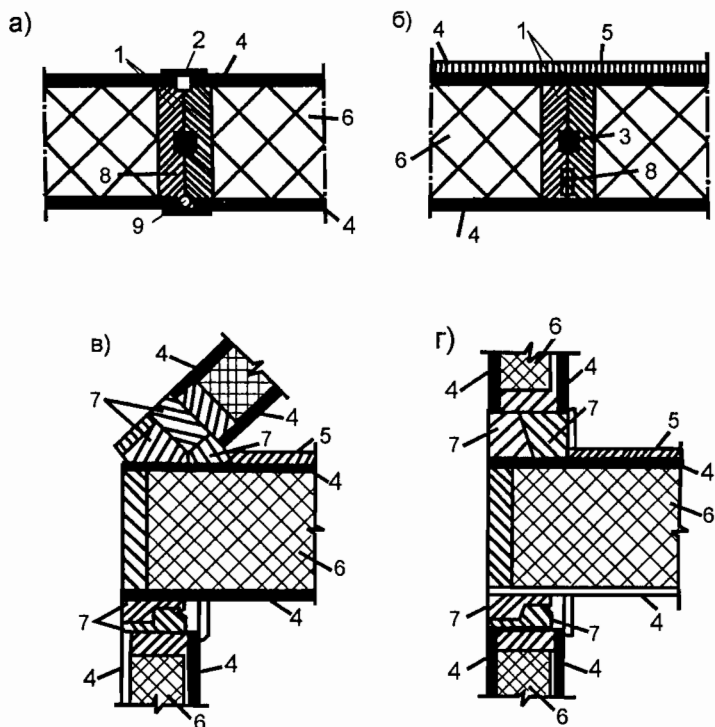


Рис. 9.12. Узлы соединения панелей и укрупненных монтажных единиц
пакетируемых сборно-разборных односемейных деревянных жилых
домов панельной конструкции «FOLDEX-Skelettbau»:

а - соединение по ширине на рейку двух смежных стеновых панелей, входящих в укрупненную монтажную единицу; б - то же двух смежных панелей пола (чистый пол по панелям перекрытий настилается после завершения не менее двух секций дома); в - узел соединения панели перекрытия с панелями покрытия; г - то же, со стеновыми панелями; 1 - элемент каркаса панели; 2 - лифовая накладка; 3 - рейка; 4 - наружная обшивка панели; 5 - чистый пол по панелям перекрытия; 6 - теплозвукоизоляция; 7 - деревянные накладки; 8 - уплотнение шва; 9 - трубопровод воздушного отопления

нирное соединение смежных по высоте секций монтажных единиц, поперечные накладки в узлах соединения панелей, имеющие соответствующий профиль, плотно прижимаются друг к другу, что облегчает проведение монтажных и теплоизоляционных работ (рис. 9.12.).

Пакеты формируют, начиная с укладки снизу укрупненных монтажных единиц, составленных из панелей стен первого этажа и панелей перекрытия между первым и вторым этажами, и кончая укладкой сверху укрупненных монтажных единиц, составленных из панелей покрытий.

Согласно разработанной технологии строительно-монтажных работ сначала создаются опорные части возводимых объемных блоков. После устройства пола первого этажа монтируемой секции или сразу нескольких секций объемного блока на этот пол с применением легкого крана укладывают первый пакет FOLDEX-Paket в собранном виде. В общем случае, то есть при высоте дома не менее двух этажей, монтаж секции начинают с того, что к крюку крана с использованием специальных траверс крепят только укрупненную монтажную единицу покрытия, которая при подъеме крюка крана на первую ступень под действием сил тяжести панелей расправляется, приобретая проектную форму и опираясь нижними концами на лежащую под ней монтажную укрупненную единицу таким образом, что становится возможным их взаимное шарнирное разъемное соединение.

При подъеме крюка крана на вторую ступень вместе с первой вверх смещается на высоту этажа вторая монтажная единица, у которой под действием сил собственного веса расправляются шарнирно прикрепленные к панелям перекрытия стальными петлями стеновые панели верхнего этажа секции, нижние концы которых, входя в соприкосновение с лежащими под ними панелями перекрытия так, что становится возможным взаимное шарнирное соединение двух верхних монтажных единиц секции, находящихся в развернутом состоянии с третьей монтажной единицей, находящейся в собранном виде.

Подъем крюка на очередную ступень осуществляется аналогичным образом, и завершается процесс монтажа секции шарнирным разъемным соединением стеновых панелей первого этажа с панелями пола этого же этажа, которые, в свою очередь, должны быть прикреплены к опорным частям дома.

Необходимая при проведении монтажных работ пространственная устойчивость развернутых секций дома в пределах каждого этажа обеспечивается временными металлическими связями в углах соединения стеновых панелей с опирающимися на них панелями перекрытий, то есть путем создания из указанных элементов двухшарнирных рам с жесткими карнизными узлами.

Пространственная устойчивость объемных блоков обеспечивается следующими мероприятиями:

- созданием жестких дисков по торцам каждого объемного блока, т.е. торцовых стен из сборных элементов, которые дополнительно включаются в состав пакетов для двух крайних секций объемного блока;

- созданием жестких дисков в плоскости перекрытий путем устройства чистых полов по панелям перекрытий из древесно-стружечных плит толщиной 16мм или из листов фанеры толщиной 13 мм или из ЦСП, что осуществляется по мере возможности сразу последовательно для двух или более секций каждого блока (рис. 9.12.);

- созданием жестких дисков в плоскостях наружных продольных и поперечных стен путем полной или частичной обшивки досками их наружных поверхностей.

Пакетируемые сборно-разборные односемейные деревянные жилые дома характеризуются следующими достоинствами:

- перенос большей части объема производства строительных работ со строительной площадки в заводские условия;

- возможность свободной планировки внутри объемных блоков;

- надопорная часть домов имеет значительно меньший вес (на 10-15 %) по отношению к надопорной части традиционных жилых домов аналогичного объемно-планировочного решения;

- возможность проведения строительно-монтажных работ с высокой скоростью (монтаж одной секции трехэтажного жилого дома выполняется за 15-20 мин., а одноэтажный жилой дом общей площадью 7,2х7,2 м может быть построен «под ключ» бригадой из 3 рабочих и руководителя-инженера за 3 сут.;

- возможность «роста» дома по длине, ширине, высоте или по всему объему.

Для повышения архитектурно-декоративного эффекта возможна наружная отделка домов, причем, как правило, нижняя часть зданий облицовывается кирпичом, а верхняя обшивается досками. Дома, как правило, оснащаются системой воздушного отопления.

Глава 9.5. Объемно-блочные малоэтажные деревянные здания

Объемно блочное строительство деревянных зданий высотой в 1-2 этажа состоит из их сборки из модульных элементов заводского конвейерного производства. Здания возводятся сразу с наличием наружной и внутренней отделки и всех коммуникаций.

Общая площадь зданий в среднем составляет 160 м². По времени монтаж здания занимает 1...4 сут.

На рис. 9.13, показан монтаж односемейного объемно-блочного жилого дома производства финской фирмы АО «Юит Юхтюмя Макротало», состоящего из двух объемных блоков длиной до 9 м. В качестве утеплителя для объемных блоков полной заводской готовности используется пенополиуретан или минеральная вата. Герметизация стыков обеспечивается полиуретановым герметиком, изготавливаемым фирмой. Монтаж домов выполняют автокранами с использованием специальной оснастки.

Основными достоинствами методов объемно-блочного строительства односемейных деревянных домов являются высокая заводская готовность, минимальные сроки строительства, минимальные трудозатраты и финансовые расходы в строительстве.

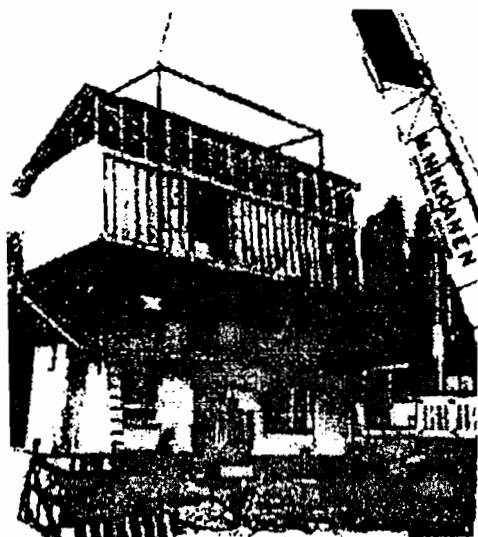


Рис. 9.13. Монтаж односемейного деревянного жилого дома производства финской фирмы АО «Юнт Юхтюмя Макротало».

Глава 9.6. Здания с конструкциями из арболита

Отечественный опыт свидетельствует, что в настоящее время перспективными являются 4 метода строительства односемейных жилых домов из арболита соответственно с использованием: 1 - мелкоштучных элементов; 2 - крупноблочных элементов; 3 - крупнопанельных элементов; 4 - монолитного арболита. Сведения об арболите содержатся в разделе 1.

Опыт строительства односемейных жилых домов со стенами из мелких арболитовых блоков, в частности, накоплен в Ульяновской области. Опыт строительства односемейных жилых домов со стенами из мелких арболитовых блоков, накопленный в Ульяновской области, свидетельствует о том, что типовые проекты для их строительства отсутствуют, а вместо них используют типовые проекты односемейных жилых домов со стенами из мелких газобетонных или пиленых известковых или других блоков.

Основой для использования метода строительства односемейных жилых домов из крупноблочных арболитовых элементов (рис. 9.14.) служат разработанные Гипролеспромом типовые проекты домов усадебного типа серии 115.

Основные крупноблочные элементы номенклатуры домов серии 115 представлены на рис. 9.15. Блоки изготавливаются из арболита класса В2. Толщина наружных блоков, предназначенных для использования при

The image contains three architectural drawings of a building:

- а) Фасад (Facade):** A perspective view of the building's exterior. It shows a two-story structure with a central entrance and large windows. The roof is gabled.
- б) План (Plan):** A detailed floor plan of the building. It shows the layout of rooms, corridors, and stairs. Dimensions are provided for various parts of the plan, including room widths (e.g., 3100, 5050, 3950) and room areas (e.g., 10.15, 8.34, 17.15). The plan is divided into sections by lines 1-2-3 and 4-5.
- в) I-I (Section):** A cross-section of the building, labeled I-I. It shows the internal structure, including the roof, walls, and floor. Dimensions are provided for the height of the building (e.g., 4.380, 2.520) and the width of the sections (e.g., 1300, 2300, 3800). The section is divided into parts by lines 1-2-3 and 4-5.

[illegible]

а - аксонометрическое изображение элементов; б - поперечное сечение поясных блоков-перемычек; 1 - простеночные блоки; 2 - подоконный блок; 3 - поясные блоки-перемычки; 4 - цементно-песчаный раствор; 5 - арболит класса В2; 6 - бетон класса В15

Панели и плиты представляют собой слоистые конструкции с внутренним слоем из арболита и наружными слоями из цементно-песчаного раствора или бетона (фактурный слой, рабочий слой). Толщина наружных слоев составляет от 25 до 35 мм. Толщина изделий обусловлена теплотехническим или статическим расчетом и составляет 200, 240 или 280 мм. Для повышения несущей способности и снижения деформативности панели и плиты армируют различными способами с использованием отдельных стальных арматурных стержней диаметром 10-12 мм, стальных арматурных каркасов или сеток из арматурной проволоки. Арматуру для защиты от коррозии и улучшения сцепления с бетоном предварительно покрывают (методом окунания) цементным тестом или обмазывают цементно-битумной мастикой и т.д. Панели снабжают монтажными петлями из стальных арматурных стержней, надежно заанкерными в рабочий слой бетона, а также необходимыми закладными деталями. Максимальные размеры плит и панелей не превышают 6000 мм, а панелей, внедренных в практику строительства односемейных жилых домов - 4500 мм. В перспективе максимальные размеры изделий должны составлять 7200 x 1800 мм.

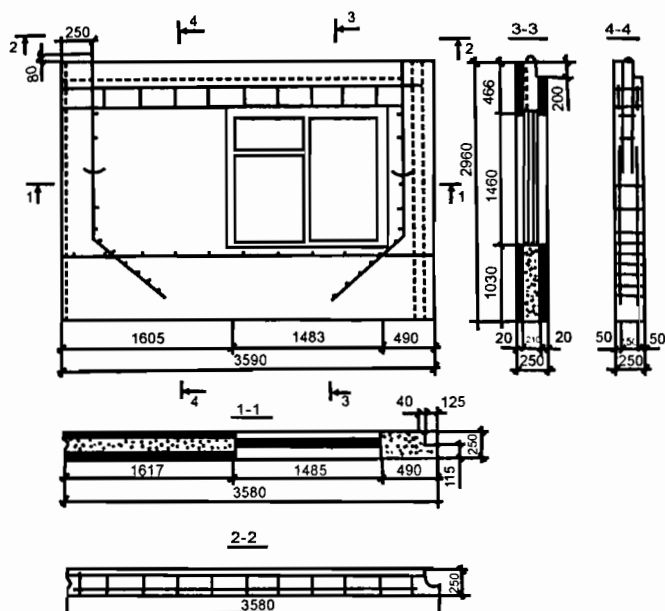


Рис. 9.16. Экспериментальная однослойная стеновая панель размерами 3590 x 2960 x 250 мм с толщиной арболитного слоя 210 мм

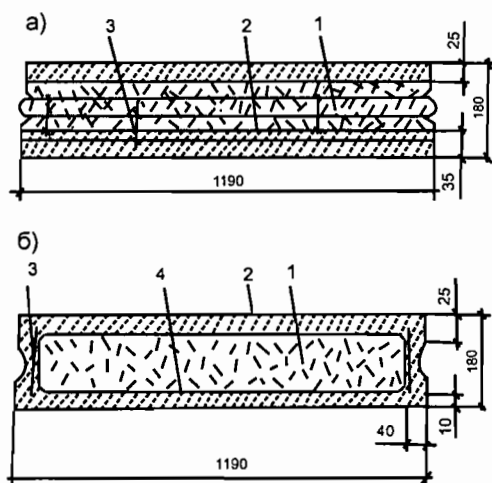


Рис. 9.17. Поперечные сечения экспериментальных крупноразмерных слоистых плит перекрытий жилых домов пролетами 4800 и 6000 мм:

- а - плита трехслойная для перекрытия пролета 4800 мм; б - плита с боковыми ребрами для перекрытия пролета 6000 мм; 1 - арболит классов не ниже В1 и В2 соответственно для плит пролетом 4800 мм и 6000 мм; 2 - бетон класса не ниже В15; 3 - рабочая арматура классов А-П или А0Ш; 4 - цементно-песчаный раствор марки М100

На рис. 9.18. представлен фасад и план односемейного пятикомнатного жилого дома из арболитовых панелей, проект которого был разработан Росагроинипроектом.

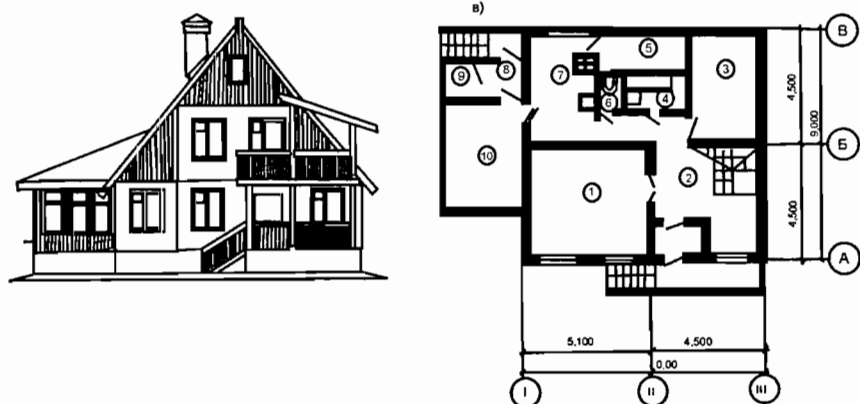


Рис. 9.18. Мансардный односемейный пятикомнатный жилой дом из крупноразмерных арболитовых панелей:

а - фасад; б - план первого этажа; 1 - общая комната; 2 - холл; 3 - спальня; 4 - ванная; 5 - хозяйственное помещение; 6 - уборная; 7 - кухня; 8 - тамбур; 9 - кладовая; 10 - веранда

Дом имеет фундамент из бетонных столбов и цоколь из бетонных панелей. Для наружных стен использованы арболитовые панели толщиной 250 мм, для внутренних стен - толщиной 200 мм. Перегородки выполнены из песчаного бетона и имеют толщину 100 мм. Перекрытия представляют собой трехслойные арболитовые плиты толщиной 220 мм. Чердачное перекрытие утеплено минераловатными плитами толщиной 220 мм (плотность 200 кг/м³).

Метод монолитного строительства односемейных жилых домов из арболита получил распространение в Московской, Саратовской, Волгоградской и других областях России, где оно ведется в теплое время года с использованием различных видов и систем опалубки и бетоносмесительных установок. Проектированием односемейных домов из монолитного арболита занимается, например, Росагропромниипроект, который, в частности, разработал проект одноэтажного многоквартирного трехкомнатного жилого дома (шифр 1.Р12.87.02) со стенами из монолитного поризованного арболита. Жилая площадь дома - 37,77 м², общая площадь - 64,43 м², строительный объем - 217,85 м³. Дом имеет столбчатый фундамент из сборных бетонных блоков и цоколь из бетонных панелей толщиной 250 мм. Перекрытия выполнены из арболитовых плит толщиной 220 мм. Чердачное перекрытие утеплено минераловатными плитами плотностью 100 кг/м³. Перегородки изготавливаются из песчаного бетона. Крыша чердачная двускатная стропильной конструкции.

Сравнительный анализ технико-экономических показателей различных стеновых материалов свидетельствует об экономической эффективности использования арболита в строительстве односемейных жилых домов. Например, себестоимость заводского производства сборных стеновых конструкций из арболита на 25-30 % ниже, чем из легкого или ячеистого бетонов, а приведенные затраты по строительным конструкциям из арболита на 30-40 % ниже, чем по конструкциям из бетонов или кирпича.

Следует отметить, что технология изготовления арболита основана на использовании легкоподвижных арболитовых смесей, уплотняемых только вибрированием, что позволяет использовать высокопроизводительное технологическое оборудование для производства железобетона.

Раздел 10. ОСНОВЫ ТЕХНОЛОГИИ ИЗГОТОВЛЕНИЯ И ЗАЩИТНОЙ ОБРАБОТКИ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Глава 10.1. Материалы для изготовления деревянных конструкций

Для изготовления деревянных конструкций должна использоваться древесина хвойных пород (сосна, ель) по ГОСТ 8486-86*Е.

Древесина для несущих конструкций должна удовлетворять требованиям, предъявляемым к 1, 2 и 3 сорту, а также дополнительным требованиям: ширина годовых слоев не должна превышать 5 мм; содержание поздней древесины должно быть не менее 20 %; в заготовках из пиломатериалов 1 и 2 сортов для крайней растянутой зоны на 0,15 высоты сечения клееных изгибаемых элементов не допускается сердцевина. Прочность древесины должна соответствовать требованиям главы СНиП II-25-80.

Толщина склеиваемых досок в клееных деревянных конструкциях должна быть не более 33 мм. В прямолинейных элементах допускается склеивать доски толщиной до 42 мм при условии устройства в них продольных компенсационных прорезей глубиной равной половине толщины слоя, шириной 3 мм, с расстоянием между прорезями по ширине доски 40 мм; прорези должны отстоять от кромки слоя не менее чем на 10 мм. Компенсационные прорези позволяют уменьшить внутренние напряжения, которые образуются в клееных деревянных элементах при их изготовлении из пиломатериалов толщиной более 33 мм.

Клеи для изготовления строительных конструкций должны быть прочными, водостойкими, долговечными, технологичными. Для изготовления клееных деревянных конструкций используют клеи холодного отверждения на основе синтетических смол. Выбор клея для изготовления клееных деревянных конструкций производится в зависимости от условий эксплуатации в соответствии с требованиями главы СНиП II-25-80 «Деревянные конструкции. Нормы проектирования».

Для склеивания древесины холодным способом промышленность выпускает резорциновый клей ФР-12, который обеспечивает прочность и долговечность клеевых соединений в жестких температурно-влажностных условиях. К достоинствам резорциновых смол следует отнести также стабильность их свойств во времени при хранении смолы до 9 месяцев и использование в качестве отвердителя параформальдегида - нетоксичного вещества в виде порошка, который удобно перевозить, хранить и применять.

Кристаллический резорцин, являющийся одним из компонентов для получения резорциновых клеев, - дорогой продукт, поэтому резорциновые клеи применяют только для очень ответственных конструкций.

Для несущих клееных деревянных конструкций, эксплуатируемых при влажности воздуха более 70%, рекомендуются фенольно-резорциновый клей ФРФ-50, алкилрезорциновые клеи ФР-100 и ДФК-1АМ, карбамидно-меламиновый клей КС-В-СК. Для конструкций, эксплуатируемых при влажности воздуха до 70%, рекомендуется применять карбамидные клеи типа КФ-Ж и их модификации.

Для вклеивания в древесину металлической или стеклопластиковой арматуры применяют эпоксидные клеи.

Прочность клеевых соединений на скалывание вдоль волокон древесины определяют путем испытания образцов (рис. 10.1). Она должна быть выше прочности на скалывание вдоль волокон образцов из цельной древесины без клеевого шва и составлять не менее 6,5 МПа.

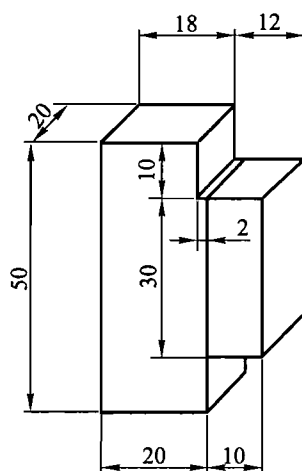


Рис.10.1. Образец для определения прочности клеевого соединения на скалывание

Такие же образцы используют для определения водостойкости клеевых соединений. Водостойкость клеев определяют по остаточной прочности образцов на скалывание вдоль волокон древесины после проведения серии испытаний. Все образцы для испытаний делят на три части. Часть образцов испытывают в сухом состоянии. Затем часть образцов вымачивают в воде при температуре 20 °С в течение 48 ч, а другую часть образцов выдерживают в кипящей воде в течение 3 ч. После выдержки образцы извлекают из емкости, вытирают фильтровальной бумагой и подвергают испытаниям. Одну половину образцов испытывают в мокром виде, а другую высушивают до начальной влажности и также испытывают. По остаточной прочности образцов определяют к какой группе водостойкости относится клей: малой, средней или повышенной водостойкости (табл.10.1.).

Таблица 10.1. Относительная прочность клеевых соединений при определении их водостойкости

Водостойкость	Прочность образцов, %			
	после выдержки в воде при температуре 20 °С в течение 48 ч		после выдержки в воде при температуре 100 °С в течение 3 ч	
	мокрых	$W_{нач}$	мокрых	$W_{нач}$
Малая	До 60	До 70	-	-
Средняя	Более 60	Более 70	До 60	До 90
Повышенная	Более 60	Более 90	Более 60	Более 90

Для изготовления строительных деревянных конструкций применяют только клеи повышенной водостойкости.

К основным технологическим показателям клеев относятся вязкость и жизнеспособность (табл. 10.2.).

Полная жизнеспособность выражается временем, прошедшим с момента смешивания смолы с отвердителем до начала гелеобразования (загустевания).

Таблица 10.2. Технологические показатели клеев

Наименование показателя	Величина
Условная вязкость	60 – 400 с
Жизнеспособность при температуре воздуха $18 \pm 1^\circ\text{C}$	2 – 4 ч
Условное время отверждения	50 – 60 с
Прочность клеевых соединений на скалывание вдоль волокон древесины	6,5 МПа

Рабочую жизнеспособность определяют как время, прошедшее с момента приготовления клея до приобретения им максимально допустимой для данных условий вязкости.

Условную вязкость клеев определяют с помощью вискозиметра ВЗ-4.

Для повышения зазорозаполняющей способности и увеличения вязкости в клеи (кроме эпоксидных) можно добавлять древесную муку в количестве до 8 массовых частей от массы смолы. Наполнителем для эпоксидных клеев служит портландцемент марки М 400 или вибромолотый кварцевый песок в количестве 100-400 массовых частей на 100 массовых частей смолы.

В случае необходимости регулирования жизнеспособности клеев марок ФР-12, ФР-100, ФРФ-50, ДФК-1АМ, ДФК-14Р в них вводят 1-4 массовые части 50% едкого натра на 100 массовых частей смолы.

Вязкость и рабочую жизнеспособность клеев следует выбирать в зависимости от назначения клея, применяемого для его нанесения оборудования и заданной технологии склеивания.

Наибольшую рабочую жизнеспособность (2-4 ч) должны иметь клеи, используемые для склеивания большепролетных (24 м и более) многослойных конструкций, наименьшую (0,5-1 ч) - для склеивания заготовок по длине на зубчатый шип и для склеивания по ширине кромками.

Наименьшую вязкость (60-150 с по вискозиметру ВЗ-4) должны иметь клеи, наносимые на склеиваемые поверхности методом налива, а наибольшую (300-400 с) - при склеивании заготовок по длине на зубчатый шип и по ширине кромками.

Глава 10.2. Изготовление конструкций из клеёной древесины

Клееные деревянные конструкции следует изготавливать на специализированных предприятиях, оснащенных необходимым оборудованием и имеющих обученный персонал.

Древесина, предназначенная для изготовления несущих клееных деревянных конструкций, должна быть высушена до влажности, которая зависит от температурно-влажностных условий эксплуатации конструкций. Значения влажности приведены в главе СНиП II-25-80.

Для получения пиломатериалов требуемой влажности с минимальными внутренними напряжениями, не превышающими допускаемые стандартами, и с минимальным различием влажности отдельных досок необходимо проводить сушку в два этапа: атмосферную, а затем камерную с обязательным кондиционированием пиломатериалов в условиях цеха после окончания камерной сушки.

Атмосферную сушку в штабелях, как правило, совмещают со складированием пиломатериалов, так как для бесперебойной работы предприятий, выпускающих клееные деревянные конструкции, необходимо создать запас пиломатериалов в объеме не менее шестимесячной потребности. Начальная атмосферная сушка позволяет выровнять влажность пиломатериалов в штабеле и высушить древесину до 22-30%, что дает возможность сократить время камерной сушки и отрегулировать процесс сушки в автоматическом режиме, что в свою очередь позволяет применять для сушки высокопроизводительные сушильные камеры.

Сушильное отделение состоит из нескольких камер, количество которых определяется в зависимости от производительности цеха. Вместимость одной камеры составляет около 30 м³ пиломатериалов. Качество сушки зависит от правильности укладки пиломатериалов в сушильные штабели. Чтобы при сушке уменьшить поперечное коробление пиломатериалов, штабель формируется из досок одной толщины. Доски каждого слоя укладывают на прокладки, количество которых по длине штабеля приведено в стандартах. Не допускается неполное заполнение сушильной камеры, так как в случае неполной загрузки нарушается циркуляция сушильного агента, что приводит к неравномерному высыханию пиломатериалов и увеличению времени сушки.

Штабели перед сушкой укладывают на подъемно-гидравлических столах или вертикальных подъемниках, откуда пиломатериалы подают в сушильную камеру с помощью специальной платформы, которая состоит из двух треков, один из которых перемещается по рельсам, уложенным вдоль сушильного отделения, а второй по рельсам, уложенным в поперечном направлении (по этим рельсам штабель загружается в сушильную камеру и выгружается из сушильной камеры).

Во избежание появления в материале внутренних напряжений, превышающих допускаемые стандартами, сушку проводят мягкими или нормальными режимами, периодически контролируя текущую влажность и по силовым секциям величину и характер внутренних напряжений и последовательно переходя от одной операции к другой: прогрев, собственно, сушка, термовлагообработка и охлаждение.

Пиломатериалы кондиционируют после их выгрузки из сушильной камеры в условиях цеха при температуре воздуха 18-20°C и при влажности воздуха 50-70% не менее трех суток. Для кондиционирования в цехе предусматривается специальная площадка. Операция кондиционирования необходима для выравнивания влажности древесины, как по всему объему штабеля, так и по сечению отдельных досок, так как указанным температурно-влажностным условиям в цехе соответствует равновесная влажность древесины 10-13%. После кондиционирования проводят автоматическую сортировку пиломатериалов по влажности, в результате которой удаляются пиломатериалы с влажностью, которая выходит за требуемые значения.

Сортировка пиломатериалов - это вторая после сушки очень ответственная и трудоемкая операция, так как до последнего времени проводится визуально и вручную и требует высокой квалификации и опыта работы. В результате сортировки выбраковываются пиломатериалы с недопустимыми пороками, а также с дефектами обработки и пороками, превышающими допускаемые стандартами. К недопустимым природным порокам относятся некоторые виды сучков или сучки, размеры которых превышают величины, указанные в стандартах; косослой, гниль. К дефектам обработки относятся коробление и трещины.

В результате ручной визуальной сортировки пиломатериалов не выбраковываются доски пониженной прочности, поэтому более перспективна сортировка, в результате которой получается интегральная характеристика прочности каждой доски. Такая сортировка, в результате которой получается информация о прочностных характеристиках материала, называется силовой. Она основана на зависимости модуля упругости древесины и показателей ее прочности. От величины модуля упругости в свою очередь зависит прогиб пиломатериала. Доски проходят через устройство, где к ним на определенном пролете прикладывается сила постоянной величины. Доски различной прочности под действием одинаковой силы получают различные прогибы - чем меньше прогиб, тем выше прочность. Доски сортируются по

прочности на несколько групп. Машинная силовая сортировка позволяет эффективнее, чем ручная сортировка, оценить прочность материала и наиболее рационально использовать древесину, то есть более прочный материал применять в наиболее нагруженных и наиболее напряженных зонах конструкций.

Отсортированные по влажности и качеству пиломатериалы укладывают на подступные места в соответствии с их влажностью и качеством, откуда транспортером и приспособлениями для поштучной выдачи они поступают на линию сращивания по длине.

Выявленные визуально или при силовой сортировке недопустимые пороки и дефекты вырезают на торцовочных станках. После торцовки пиломатериалы поступают на линию сращивания досок по длине, на которой доски соединяются в плетъ непрерывной длины.

В современном механизированном производстве клееных деревянных конструкций для соединения досок по длине используют зубчатое клеевое соединение, которое обеспечивает при небольшой длине соединения высокую прочность и технологичность. Фрезерование зубчатых шипов производят специальными фрезами на шипорезных или фрезерных станках.

В зависимости от способа фрезерования зубчатые шипы могут быть вертикальными (с выходом на пластъ), горизонтальными (с выходом на кромку) и угловыми (с выходом на кромку или с выходом на пластъ). Зубчатый шип показан на рис.10.2. Параметры зубчатых шипов различных типов приведены в табл. 10.3.

Рис.10.2. Зубчатый шип:
L - длина зубчатого шипа;
t - шаг,
b - затупление зубчатого шипа

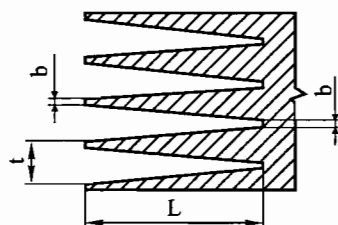


Таблица 10.3. Параметры зубчатых шипов

Группа соединений	Размеры, мм			Тип соединений
	длина L	шаг t	затупление b	
I	50	12	1,5	I-50
	32	8	1,0	I-32
II	20	6	1,0	II-20
	10	3,5	0,5	II-10
	5	1,75	0,2	II-5

Для получения плетей при соединении (сращивании) досок по длине применяют зубчатые соединения типов I-32, II-10 и II-20. Для склеивания по всему сечению многослойных элементов несущих конструкций применяют соединения типов I-32 и I-50. Для склеивания по длине и ширине фанеры применяют зубчатые соединения типов II-5 и II-10.

Отфрезерованная поверхность шипов должна соответствовать 2-му классу точности плотной посадки в соответствии со стандартом.

Клей на поверхности зубчатых шипов наносят с помощью вращающегося валика, который составлен из круглых пластин, в поперечном сечении повторяющих форму зубчатых шипов.

После нанесения клея на оба конца заготовок с зубчатыми шипами производят запрессовку соединения. Существует два способа запрессовки зубчатых соединений: циклический и непрерывный.

При циклическом способе давление запрессовки прикладывается к торцу заготовки. Этот способ требует остановки движения заготовки (поэтому он и называется циклическим) и упора сращиваемой плети. При непрерывном способе сращивания по длине давление запрессовки прикладывается за счет разности скоростей вращения приводных валиков. Передний приводной валик рольганга вращается с меньшей скоростью, чем задний, и создается давление запрессовки. Требуемое давление запрессовки зависит от типа соединения и должно составлять для соединений типа I-50 - 1,5 МПа; типа I-32 - 2,5 МПа; типа II-20 - 3,5 МПа; типа II-10 - 6 МПа; типа II-5 - 10 МПа.

После приложения давления запрессовки, несмотря на то, что клей еще не заполимеризовался, соединение имеет некоторую прочность благодаря силам трения в поверхностях склеиваемых шипов, так как угол скоса склеиваемых поверхностей шипов (не более 7°) значительно меньше угла трения древесины по древесине отфрезерованных поверхностей, который составляет 18-20°. После приложения давления запрессовки, даже если бы не был нанесен клей на поверхности зубчатых шипов, происходит заклинивание шипов, чем и обуславливается некоторая начальная прочность соединения.

Плети, двигаясь по рольгангу, после соединения заготовок на зубчатый шип и фрезерования пластей по 7 классу шероховатости, проходят через счетчик длины и на торцовочном станке разрезаются в соответствии с заданными размерами на отрезки, которые равны длине конструкции с добавлением припусков на механическую обработку. Припуски на фрезерование пластей приведены в табл. 10.4.

Таблица 10.4. Припуски на фрезерование пластей с двух сторон, мм

Номинальная толщина заготовок, мм	Припуск при номинальной ширине заготовки		
	55 - 95	95 - 195	Свыше 195
До 30	4	4,5	5
Свыше 30	5	5,5	6

Нарезанные в заданный размер отрезки плетей укладываются в пакет, высота которого равна высоте сечения клееной деревянной конструкции или элемента. После каждой уложенной в пакет плети стол пакетоукладчика опускается на толщину одной доски. Пакеты требуемой высоты, равной высоте сечения конструкции, на специальных тележках помещают на выдержку в условиях цеха в течение 10-12 ч для окончательного отверждения клея в зубчатых соединениях.

Фрезерование шипов, нанесение на них клея, запрессовку соединений, фрезерование пластей, нарезание на отрезки заданной длины, формирование пакетов производят на автоматических линиях сращивания пиломатериалов по длине.

Наиболее технологично сечение клееной деревянной конструкции, которое состоит из досок, склеенных только по пласти, то есть когда ширина сечения конструкции равна ширине доски. Однако при больших пролетах и нагрузках ширины пиломатериалов существующего сортамента оказывается недостаточно и возникает необходимость в соединении досок по ширине.

В настоящее время есть оборудование, которое позволяет соединять (сплачивать) доски по ширине. Процесс сплачивания досок по ширине состоит из операций нарезки заготовок, длина которых равна длине прессы для склеивания пиломатериалов по ширине, фрезерования кромок досок (по 7 классу шероховатости), нанесения клея на кромки и склеивания в специальном прессе. Величина давления запрессовки должна составлять 0,5-0,8 МПа. Для того чтобы склеиваемые доски при приложении давления запрессовки не вышли из плоскости (после чего склеить их невозможно) в прессе предусмотрен вертикальный прижим, который не позволяет склеиваемым доскам выйти из плоскости. После склеивания в прессе и выдержки под давлением полученная плита разрезается на заготовки требуемой ширины, которые подают на линию сращивания по длине и сращивают на зубчатый шип в непрерывные плети, которые разрезают на отрезки, равные длине конструкции с добавлением припусков на механическую обработку. Из полученных отрезков формируют пакет, высота которого равна высоте сечения конструкции. Затем пакет выдерживают в течение 10-12 ч в условиях цеха для отверждения клея зубчатых соединений.

Качество склеивания в значительной степени зависит от чистоты обработки склеиваемых поверхностей. Пласти досок, которые склеиваются, должны быть обработаны по 7-му классу шероховатости, что достигается фрезерованием со снятием провесов, образовавшихся в соединениях на зубчатый шип. Склеиваемые поверхности должны быть свежотфрезерованными. Время с момента фрезерования до нанесения клея не должно превышать 8 ч. Если после фрезерования пластей проходит более 8 ч, поверхность древесины окисляется и на ней накапливается много пыли, что приводит к снижению прочности клеевых соединений. Поверхности долж-

ны быть очищены от пыли и плотно прилегать друг к другу. Фрезерование поверхностей и нанесение клея осуществляют на автоматических и полуавтоматических линиях.

Для приготовления клеев должны применяться компоненты, которые удовлетворяют требованиям стандартов и технических условий. Проверка компонентов клеев производится при их поступлении на завод и в конце гарантийного срока хранения. Не допускается применять клей без паспорта завода-изготовителя или с просроченным сроком годности.

Клей приготавливают из смолы, отвердителя и, в случае необходимости, наполнителя. Наполнитель добавляют для уменьшения расхода смолы и отвердителя, уменьшения вязкости клея и уменьшения усадки клеевого шва.

Требуемое для смешивания количество компонентов клея определяется весовым методом. Объемный метод дозирования допускается использовать при условии его строгого соответствия весовому методу. Жидкие компоненты (смола и отвердитель) перед приготовлением клея должны быть тщательно перемешаны.

Приготовление клея производится в специальном помещении в клеемешалках. Клеемешалка представляет собой емкость, внутри которой находятся лопасти, вращающиеся в двух плоскостях (планетарное вращение). Лопасты должны обеспечивать равномерное перемешивание компонентов клея по всему объему клеемешалки. При смешивании синтетической смолы и отвердителя происходит выделение тепла, (экзотермический процесс), что приводит к снижению жизнеспособности клея. Чтобы избежать нагревания состава, емкость с клеем охлаждается с помощью водяной рубашки с проточной водой.

Приготовление клея осуществляется в следующей последовательности.

Сначала в клеемешалку загружают смолу и при непрерывном перемешивании добавляют отвердитель и, если требуется, наполнитель. Продолжительность перемешивания компонентов клея должна быть не менее 5 мин. Во время перемешивания и последующего хранения готового клея температура должна поддерживаться в пределах $20 \pm 1^\circ\text{C}$.

Приготовление небольших объемов клея можно производить с применением съемных портативных клеемешалок, в качестве которых можно использовать ручной электрифицированный инструмент.

Операции по подаче клея в клееприготовительное отделение, дозированию и загрузке компонентов клеев в клеемешалки, по выгрузке и подаче клея к местам его использования должны быть максимально механизированы. Части оборудования, соприкасающиеся с клеем, должны быть легкодоступными для осмотра и очистки. Места очистки должны быть снабжены горячей и холодной водой, специальными сливами и отстойниками. Приготовление больших объемов клеев следует производить в изолированном, хорошо вентилируемом помещении.

После фрезерования пластей плетей на двустороннем рейсмусовом станке плети подаются на линию клеенанесения. Линия клеенанесения состоит из подающего и принимающего рольгангов, клеенаносящего устройства и стола приемника-накопителя. Приемник - накопитель представляет собой подъемный стол, который автоматически опускается на толщину плети каждый раз как на него поступает плеть с нанесенным на нее клеем. Приемник - накопитель работает до полного набора вертикального пакета в соответствии с требуемой высотой сечения изготавливаемой конструкции. Приемник - накопитель устанавливают в конце транспортера линии клеенанесения параллельно транспортеру.

Клеенаносящее оборудование должно обеспечивать:

- возможность точного дозирования количества наносимого клея;
- равномерность нанесения требуемого количества клея на поверхность;
- незначительную затрату времени на нанесение;
- возможность легкой и быстрой очистки оборудования от клея и замены частей оборудования, которые соприкасаются с клеем.

Клеенаносящие устройства могут быть различной конструкции: двусторонние - для нанесения клея одновременно на обе пласти пиломатериалов и односторонние - для нанесения клея на одну из склеиваемых пластей. Для двустороннего нанесения клея на поверхности пластей обычно применяют клеенамазывающие станки с двумя вальцами - обрешиненными клеенаносящими и стальными дозирующими. Подачу клея регулируют поджатием дозирующих вальцов к клеенаносящим вальцам, что позволяет наносить клей равномерным слоем заданной толщины.

При двустороннем нанесении клея получаются наиболее прочные клеевые соединения. Недостатком этого способа нанесения клея является сложность обслуживания оборудования из-за необходимости периодической очистки его от клея и возможности загустения клея в подающих трубах, поэтому двустороннее нанесение клея применяется ограниченно.

Более перспективным и нашедшим большее применение является оборудование для одностороннего нанесения клея. Клей наносится непрерывными струями, которые вытекают из трубы с отверстиями. Труба неподвижно закреплена над движущейся по транспортеру плетью. Смола и отвердитель в заданном соотношении под определенным давлением подаются раздельно и смешиваются лишь в трубе, что позволяет увеличить жизнеспособность клея, направлять компоненты клея из центрального пункта по двум самостоятельным трубопроводам без опасности частичного или полного перекрытия труб загустевшим клеем. При этом способе клей наносится только на одну из склеиваемых поверхностей. Струи клея располагаются на плести в виде валиков овального поперечного сечения. Расстояние между валиками по ширине доски составляет 5-10 мм. Расход клея регулируется путем изменения скорости движения плети по транспортеру, чем меньше скорость движения плети, тем больше расход клея.

Еще более прогрессивным является нанесение клея методом распыления. Распыление осуществляется с помощью двух форсунок. Форсунки распыляют компоненты клея: одна форсунка распыляет смолу, а другая - отвердитель. Две распыленные струи смешиваются непосредственно перед тем как попасть на склеиваемую поверхность. При таком способе нанесения упрощается уход за оборудованием, его очистка; легко регулируется расход клея.

При небольших объемах производства клееных деревянных конструкций допускается ручное нанесение клея при помощи валиков, кистей или шпателей.

Для обеспечения прочности клеевого шва при любом способе нанесения необходимо строго контролировать расход клея.

Расход клея в зависимости от его состава и способа нанесения должен быть в пределах 0,35-0,6 кг/м². Нижнее значение - относится к двустороннему способу нанесения клея, а верхнее значение - к одностороннему способу нанесения.

Оборудование для приготовления и нанесения клея необходимо систематически очищать от клея. Очистку оборудования следует проводить до потери клеем полной жизнеспособности, то есть до начала гелеобразования. Клеи, которые перешли в гелеобразное состояние, полностью теряют растворимость и могут быть удалены только механическим путем или с использованием едких жидкостей.

Если оборудование работает непрерывно и загрузка свежеприготовленных клеев производится до наступления гелеобразования ранее загруженной порции клея, очистку можно не проводить. Очистку оборудования от клеев марок ФР-12, ФРФ-50, ФР-100 производят водой. Для ускорения и облегчения очистки оборудования вода должна быть нагрета до температуры 60-80°С.

После нанесения на плети-заготовки клея технологическим процессом предусмотрены сборка пакета конструкций из подлежащих склеиванию заготовок, транспортирование их к запрессовочным устройствам, запрессовка элементов и выдержка под давлением для создания прочных монокристаллических соединений. При выполнении перечисленных операций следует особое внимание уделять продолжительности сборочных операций, которая зависит от вида применяемого клея и температуры воздуха в цехе.

Время с момента нанесения клея на первую пластъ заготовки до приложения полного давления запрессовки всего пакета называется временем полной сборки и для всех применяемых для склеивания деревянных конструкций клеев оно ограничивается 30-40 мин.

Нельзя путать время полной сборки с жизнеспособностью клея. Жизнеспособность клея - это время от начала приготовления клеевого состава до момента, когда клей начинает густеть - терять вязкость, при этом затрудняется нанесение клея на материал. Жизнеспособность клеев для

склеивания древесины в клеешалке, то есть в достаточно большом объеме, колеблется в пределах 2-5 ч. Поскольку клей наносится на древесину очень тонким (0,1-0,3 мм) слоем, то он значительно быстрее, чем в большом объеме, теряет вязкость и адгезионные свойства. При нанесении клеев следует различать время открытой выдержки - период от нанесения клея на поверхность доски до ее соприкосновения с другой доской и время закрытой выдержки, то есть интервал времени от соединения двух досок с нанесенным клеем до их полной запрессовки. Время открытой выдержки не должно превышать 5-10 мин, а время закрытой выдержки должно быть не более 30 мин. Время полной сборки является суммой времени открытой и закрытой выдержек и равно 30-40 мин.

Сформированный пакет, состоящий из досок с нанесенным на них клеем, мостовым краном (или кран-балкой) и специальной траверсой с мягкими текстильными стропами подают на запрессовку в пресс. Многослойная деревянная балка с нанесенным на отдельные слои незаполимеризовавшимся (незатвердевшим) клеем имеет очень небольшую жесткость, поэтому, чтобы можно было набранный пакет перемещать по цеху, используют специальную траверсу, которая позволяет закрепить пакет в достаточно большом по длине элемента количестве точек. Мягкая текстильная стропа представляет собой толстую, широкую и очень прочную ленту из текстильного материала. Она используется при транспортировке крановым оборудованием в условиях цеха и при монтаже деревянных конструкций, для того чтобы не повреждать кромки деревянных элементов.

Для плотного соединения склеиваемых поверхностей, создания тонкого клеевого слоя и получения прочного монолитного сечения конструкций необходимо обеспечить приложение по всей склеиваемой поверхности равномерного давления.

Запрессовку несущих клееных деревянных конструкций производят, как правило, в прессовом оборудовании периодического действия. Для запрессовки конструкций применяют механические, пневматические и гидравлические прессы. В механических прессах давление создается струбцинами, которые называются ваймами. Давление на склеиваемые элементы передают через траверсы путем закручивания гаек электрогайковертом. Электрогайковерт должен иметь храповик с трещоткой и должен быть отрегулирован на определенное усилие, величина которого определяется в зависимости от требуемого давления запрессовки.

В пневматических и гидравлических прессах давление запрессовки создается соответственно за счет воздуха или жидкости, как правило, масла. Наиболее распространены гидравлические многоцилиндровые прессы, в которых обеспечивается одинаковое давление на все поршни гидравлических цилиндров от общего трубопровода, подающего масло от одного гидронасоса. Давление на склеиваемые элементы передают через прижимные башмаки или траверсы, соединенные с поршнями гидроцилиндров штока-

ми. В прессах запрессовывают одну или две прямолинейные конструкции длиной 30-45 м (по длине пресса). Высота сечения конструкции, которую можно склеить в прессе, бывает до 2 м. Как правило, высота конструкций меньше 2 м, поэтому для более полной загрузки оборудования можно склеивать несколько конструкций по высоте пресса. Для получения равномерного давления по всей склеиваемой поверхности необходимо применение обжимающих башмаков и распределительных прокладок. Расстояние между обжимающими башмаками не должно быть более 40-50 см, а свободные промежутки между обжимающими башмаками не должны быть более 20-25 см. Между запрессовываемой конструкцией и башмаком должны находиться компенсационные прокладки. На вертикальных гидравлических прессах запрессовывают прямолинейные элементы при горизонтальном расположении клеевых швов.

Необходимое давление запрессовки зависит от вида клея, его вязкости и качества подготовки склеиваемых поверхностей. Чем выше вязкость клеевого состава, тем больше должно быть давление запрессовки. При склеивании несущих деревянных конструкций оптимальное давление запрессовки составляет от 0,5 до 1 МПа. Верхнее значение давления относится к запрессовке криволинейных элементов, а нижнее значение - к запрессовке прямолинейных элементов.

Гнутоклеевые конструкции запрессовывают при вертикальном положении клеевых швов, для чего применяют трубины с винтовыми обжимающими устройствами, которые закреплены на силовом полу в соответствии с криволинейным очертанием конструкции. Для приложения равномерного давления по длине конструкции необходимо трубины устанавливать не реже 25-30 см. Запрессовку начинают с середины конструкции и равномерно запрессовывают в обе стороны или начинают с одного конца конструкции и запрессовывают в одну сторону. Для закручивания гаек трубины используют гайковерты с электрическим или пневматическим приводом.

При установке трубин-ваим на силовом полу следует учитывать, что после распрессовки криволинейных элементов происходит увеличение радиуса кривизны и некоторое выпрямление элемента. Поэтому радиус кривизны базовых поверхностей устанавливают с учетом распрямления элементов, чтобы после распрессовки элемента он принял проектное положение. Радиус кривизны базовой поверхности должен быть меньше проектного радиуса и определяется по формуле.

$$R_6 = R_n \left(1 - \frac{1}{n^2} \right),$$

где R_6 - радиус кривизны базовой поверхности,
 R_n - радиус внутренней поверхности конструкции,
 n - количество слоев в конструкции, шт.

Время, в течение которого конструкция выдерживается под давлением, зависит от марки применяемого клея, вида конструкции и температуры в цехе. Чем сложнее конфигурация конструкции, тем больше должно быть время выдержки ее под давлением. Время выдержки под давлением в зависимости от конфигурации конструкции и температуры воздуха приведено в табл. 10.5.

Таблица 10.5. Режимы склеивания деревянных элементов

Вид конструкции	Выдержка, ч, в запрессованном состоянии при температуре, °С		
	18-20	21-25	50-60
Прямолинейные	12-14	8-10	3-4
Криволинейные	20-24	16-20	6-8

Установлено, что при отверждении клея при повышенной температуре прочность клеевого шва увеличивается в 5-6 раз. Однако повышать температуру выше 60°C не следует, так как одновременное воздействие на древесину давления запрессовки и высокой температуры может вызвать снижение прочности древесины, особенно на скалывание.

В связи с тем, что полимеризация клея после запрессовки конструкций полностью не завершена, необходимо перемещать склеенные элементы с особой осторожностью, используя специальную траверсу и мягкие текстильные стропы. Для окончательного отверждения клея элементы кондиционируют в условиях цеха в течение не менее 3 суток.

В тех случаях, когда по техническим или экономическим (очень малые объемы изготовления) причинам нецелесообразно использование стационарных гидравлических, пневматических или винтовых прессов, допускается склеивание многослойных конструкций с гвоздевой запрессовкой. Такой способ запрессовки может использоваться для изготовления конструкций больших пролетов на месте строительства или в случае малой жизнеспособности клеев, которая не позволяет выполнить сборочные операции в течение 30-40 мин.

Для запрессовки применяют гвозди, длина которых больше толщины двух слоев. Диаметр гвоздей должен быть 2,5-3 мм. При ширине слоев 80-100 мм гвозди расставляют двумя параллельными рядами в шахматном порядке с расстоянием в одном ряду не более 12 толщин склеиваемого слоя; при ширине слоя более 100 мм гвозди расставляют также двумя параллельными рядами, но с расстоянием между гвоздями в одном ряду не более 8 толщин слоя.

Склеивание элементов с гвоздевой запрессовкой осуществляют на специальных вертикальных (предпочтительнее) или горизонтальных стендах, рабочая поверхность которых должна соответствовать очертанию конструкции, указанному в рабочих чертежах. Для криволинейных конструкций радиус кривизны рабочей поверхности стенда должен быть выполнен с учетом распрямления конструкции после ее снятия со стенда.

Изготовление конструкций с гвоздевой запрессовкой должно производиться в следующей последовательности. На рабочую поверхность стенда укладывают первый слой. Если поверхность стенда криволинейная, то первой доске следует придать кривизну поверхности стенда. Вручную валиком или кистью наносят клей на пласть первого слоя. Клей должен быть нанесен в течение такого времени, чтобы до укладки последующего слоя прошло не более времени открытой выдержки, то есть не более 5-10 мин. Затем гвоздями к первому слою прибавляют второй и т. д. до полной сборки требуемого пакета. Последующий слой должен быть прибит к предыдущему в течение времени закрытой выдержки, то есть не более чем за 30 мин. Перерывы в работе при забивке гвоздей не допускаются. Забивку гвоздей следует начинать с середины по длине слоя и продолжать в обе стороны.

После склеивания, запрессовки и технологической выдержки для полимеризации клея элементы и конструкции подвергают механической обработке для придания им формы и размеров, указанных в проектной документации и для придания поверхностям качества, необходимого для последующей защитной обработки.

Окончательная механическая обработка включает фрезерование боковых поверхностей, опиловку торцов для придания им формы, указанной в проектной документации, сверление отверстий под болты и соединительные детали, выборку пазов для соединительных деталей.

Фрезерование боковых поверхностей конструкций, как правило, должно выполняться на стационарных деревообрабатывающих станках. На современных предприятиях по изготовлению клеевых деревянных конструкций обработку боковых поверхностей производят на двустороннем рейсмусовом станке, который позволяет обрабатывать деревянные элементы шириной до 2000 мм. Если имеющееся на предприятии оборудование не позволяет фрезеровать боковую поверхность на всю ширину, допускается использовать для обработки боковых поверхностей ручной механизированный инструмент, например, машину для фрезерования деревянных полов или циклевочную машину.

Припуски на фрезерование боковых поверхностей многослойных конструкций должны составлять 15 мм - при длине конструкций до 12 м и 20 мм - при длине конструкций свыше 12 м. Чистота поверхности должна соответствовать 6 классу шероховатости (максимальная высота неровностей 200 мкм) под прозрачную отделку и 4 классу шероховатости (максимальная высота неровностей 500 мкм) под непрозрачную отделку. Уступы смежных слоев досок клеевых элементов при прозрачной отделке должны быть не более 1 мм, а при непрозрачной отделке не должны превышать 3 мм.

Опиловку торцов клеевых деревянных элементов производят ручными электрическими дисковыми пилами. Сверление отверстий осуществляется ручными сверлильными машинами, которые должны быть обяза-

тельно оборудованы направляющими с базовой платформой для обеспечения сверления отверстия строго перпендикулярно к плоскости конструкции.

Контроль качества клееных деревянных конструкций состоит из входного контроля качества, пооперационного контроля качества и контроля качества готовой продукции.

Целью входного контроля качества является определение пригодности поступающих на предприятие материалов для изготовления конструкций. Входному контролю качества подлежат пиломатериалы, компоненты клеев, защитные и лакокрасочные материалы, комплектующие (соединительные детали, металлические элементы конструкций, элементы связей и т.д.). Заводская лаборатория и отдел технического контроля проводят проверку поступающих на предприятие материалов на соответствие требованиям ГОСТов, СНиП и технических условий и дают заключение о пригодности материалов для изготовления конструкций.

На всех стадиях технологического процесса изготовления клееных деревянных конструкций проводят пооперационный контроль качества:

температуры и влажности воздуха в зонах механической обработки и склеивания,

влажности и внутренних напряжений при сушке пиломатериалов, качества древесины и дефектов формы заготовок, качества механической обработки склеиваемых поверхностей, вязкости, рабочей жизнеспособности и времени отверждения клея, удельного расхода и равномерности нанесения клея, времени с момента приготовления клея до окончания запрессовки, величины и равномерности приложения давления при запрессовке конструкций,

продолжительности выдержки под давлением, прочности зубчатых и пластевых клеевых соединений, качества защитных покрытий, размера и формы конструкций.

Глава 10.3. Технология изготовления конструкций из цельной древесины

Конструкции из цельной (неклееной) древесины бывают построечного изготовления и индустриальные. Индустриальные конструкции изготавливают в заводских условиях и поставляют на строительную площадку в готовом виде или элементами с последующей укрупнительной сборкой на строительной площадке.

Применение конструкций заводского изготовления из цельной древесины позволяет получить конструкции высокого качества, рационально использовать древесину и сократить сроки строительства за счет полной заводской готовности конструкций.

Пролет конструкций из цельной древесины, как правило, не превышает 12 м, шаг несущих конструкций от 0,6 до 1,5 м, что позволяет использовать брусья или доски стандартных размеров.

Существует много типов конструкций заводского изготовления из цельной древесины, степень их индустриальности значительно отличается и во многом зависит от вида соединений отдельных элементов в узлах.

Конструкциями, в наибольшей степени отвечающими требованиям современного промышленного производства являются деревянные дощатые конструкции с соединениями в узлах с помощью металлических зубчатых пластин (МЗП). С соединениями в узлах на МЗП изготавливают деревянные дощатые фермы и рамы различных типов пролетом, как правило, не превышающим 12 м.

МЗП представляют собой пластины, на которых выштампованы зубья. Пластины бывают различного вида и отличаются друг от друга формой и расположением зубьев. Несущая способность пластин зависит в основном от их толщины. Пластины изготавливают из горячекатаной кипящей стали марок 08КП и 10КП толщиной 1,2; 1,5 и 2 мм.

Технологический процесс изготовления деревянных дощатых конструкций с соединениями на МЗП включает:

1. Сушку древесины, как правило, одностадийную - атмосферную, до влажности 20-25% в зависимости от условий эксплуатации.
2. Калибровку пиломатериалов на четырехстороннем строгальном станке.
3. Торцовку заготовок, в том числе под углом.
4. Сборку конструкций на стенде.
5. Запрессовку металлических зубчатых пластин.
6. Складирование готовых конструкций с предварительной упаковкой в пакеты из нескольких конструкций.

Ограждающие конструкции на деревянном каркасе представляют собой панели стен, плиты перекрытий и покрытий. Панели и плиты могут быть теплыми или холодными и представляют собой деревянный каркас, состоящий из продольных и поперечных ребер, и одной или двух обшивок, которые крепятся с одной или с двух сторон каркаса. Длина теплых панелей и плит 3-9 м, ширина 1-1,5 м. Размеры холодных панелей и плит могут быть любыми и ограничиваются только возможностью транспортировки панелей. В теплых панелях и плитах на обшивку изнутри со стороны помещения перед утеплителем укладывается пароизоляция, как правило, полиэтиленовая пленка. На пароизоляцию укладывается утеплитель, например, минераловатные плиты или пенопласт. В качестве обшивок могут использоваться различные листовые материалы: фанера, асбестоцементные или цементно-стружечные плиты, стеклопластик и др. В зависимости от того, из какого материала выполняется обшивка, она может жестко либо податливо крепиться к каркасу. При жестком креплении обшивка приклеивается к карка-

су, а при податливом - крепится к каркасу с помощью шурупов или гвоздей. Для каркасов панелей и плит используют древесину хвойных пород (сосна, ель) влажностью 20-25%. Если обшивка приклеивается к каркасу, то влажность древесины не должна превышать 15%.

Технология изготовления ограждающих конструкций на деревянном каркасе включает следующие операции:

1. Изготовление элементов каркаса - продольных и поперечных ребер.
2. Антисептирование элементов каркаса (окунанием в ванну с антисептиком).
3. Сборка каркаса.
4. Раскрой обшивок.
5. Подготовка утеплителя: раскрой плитного или рулонного утеплителя .
6. Сборка панелей.

а) Обшивка жестко соединяется с каркасом: нанесение клея на склеиваемые поверхности каркаса и обшивок; запрессовка в горячем или холодном прессе.

б) Обшивка нежестко соединяется с каркасом: сверление отверстий в обшивке, завинчивание шурупов или забивка гвоздей. Обшивка может крепиться к каркасу саморезами, в этом случае предварительного сверления отверстий в обшивке делать не требуется.

7. Укладка пароизоляции.
8. Укладка утеплителя.
9. Окрашивание обшивок панелей.
10. Складирование готовых панелей.

Глава 10.4. Защитная обработка деревянных конструкций

Способы защиты древесины химическими средствами от увлажнения, биоповреждения и возгорания выбирают в зависимости от условий эксплуатации конструкций, вида химических средств защиты и требуемой глубины проникновения химических веществ в древесину, что определяется сроком службы конструкций.

При выборе защитных средств и способов защиты большое значение имеют плотность и влажность древесины. Для эффективной защиты необходимо, чтобы влажность древесины не превышала 12-15%. Древесину влажностью 50-70% следует пропитывать легкорастворимыми и легкопроникающими составами.

Для защиты деревянных конструкций используют лакокрасочные, пропиточные и мастичные материалы.

По защитным свойствам материалы подразделяются на несколько групп: I - декоративно-отделочные; II - влагостойкие; III - биозащитные; IV - огнезащитные; V - атмосферостойкие; VI - химстойкие.

Если материалы обладают несколькими защитными свойствами, то их относят к комплексным защитным составам (например, материалы, защищающие конструкцию от увлажнения, поражения биовредителями и от возгорания, относят к комплексному составу II-III-IV).

В зависимости от породы и анатомического строения древесины она обладает различной способностью впитывать защитные средства. Например, заболонь сосны относится к легкопропитываемым материалам, а ель, лиственница - к труднопропитываемым. Для увеличения глубины пропитки применяют специальную подготовку поверхности древесины накалыванием.

Наиболее простым способом защиты древесины является поверхностная обработка химическими составами кистью, валиком или краскораспылителем. Составы наносят в один или несколько слоев с интервалами после нанесения каждого слоя. Такой способ используют при защите готовых, например, клееных, конструкций.

Несколько большей глубины пропитки (около 3 мм) древесины удастся достичь при вымачивании в ваннах с раствором антисептика или антипирена.

Для увеличения глубины пропитки применяют предварительный прогрев материала с последующей выдержкой его в ванне с раствором антисептика при нормальной температуре (способ горяче-холодных ванн). Максимальная глубина пропитки при использовании этого метода может достигать 10 мм.

Для сокращения времени пропитки применяют способ вакуум-атмосферное давление-вакуум. Глубина пропитки такая же, как и по способу горяче-холодных ванн (до 10 мм), но время пропитки уменьшается до 1 ч.

Наиболее глубоко пропитать древесину можно при использовании автоклавного способа под давлением выше атмосферного (вакуум-давление-вакуум). Этот способ пропитки позволяет ввести в древесину максимально возможное количество пропиточного состава на наибольшую возможную глубину (более 10 мм) и часто применяют для пропитки древесины антипиренами.

Качество пропитки определяют взятием проб и вычислением величины поглощения защитного вещества и глубины пропитки по окрашиванию древесины самим веществом или индикатором на него. Поглощение определяется как количество сухого вещества, впитанного одним кубическим метром древесины.

Раздел 11. ОСНОВЫ ЭКСПЛУАТАЦИИ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Глава 11.1. Общие сведения

11.1.1. Классификация зданий по капитальности.

Эксплуатация деревянных зданий, сооружений и конструкций

Наряду со строительством новых жилых, общественных, производственных зданий и сооружений одной из важнейших государственных задач является задача сохранения существующих, среди которых значительная часть содержит деревянные несущие и ограждающие конструкции. Правильная эксплуатация зданий и сооружений обеспечивает их исправное состояние, т.е. сохранность и безотказную работу деревянных и других конструкций в пределах не менее нормативного срока службы, а во многих случаях позволяет значительно увеличить этот срок.

По капитальности жилые здания разделяются на шесть групп, а общественные - на девять. В основу классификации положено деление зданий на группы в зависимости от материала стен и перекрытий. Для каждой группы зданий математико-статистическим методом установлены нормативные усредненные сроки службы с учетом того, что во время эксплуатации зданий будут своевременно производиться профилактические текущие ремонты.

Поскольку терминология в области эксплуатации зданий, сооружений и их конструкций окончательно не утвердилась, приведем лишь основные, наиболее часто встречающиеся понятия (термины) и определения.

Эксплуатация деревянных зданий, сооружений и конструкций представляет собой процесс их использования по технологическому назначению при проведении работ по техническому обслуживанию и ремонту.

Техническое обслуживание деревянных зданий, сооружений и конструкций - это комплекс организационно-технических мероприятий по поддержанию их в исправности в заданных пределах. В состав работ по техническому обслуживанию входят, например, диагностирование дефектов, соблюдение надлежащих условий эксплуатации, химическая защита от биовредителей и т.д.

Ремонт деревянных зданий, сооружений и конструкций - это работы по восстановлению до проектного уровня утраченных ими при эксплуатации свойств. Одну из разновидностей восстановления утраченных свойств представляет собой *у с л е н и е* деревянных конструкций зданий и сооружений, в результате осуществления которого достигается повышение несущей способности, прочности и устойчивости усиливаемых конструкций. Ремонты разделяются на:

т е к у щ и е, заключающиеся в устранении мелких неисправностей, которые возникают при эксплуатации здания, сооружения или конструкции,

практически не препятствующие выполнению зданием, сооружением и их элементами заданных функций. В свою очередь текущий ремонт может быть плановым профилактическим текущим или непредвиденным (аварийным);

капитальные, состоящие в замене и восстановлении разрушенных частей, конструкций и оборудования зданий или сооружений.

При комплексном капитальном ремонте восстанавливают все изношенные и поврежденные части, конструкции и оборудование зданий или сооружений, а при взыборочном капитальном ремонте - лишь отдельные.

Ремонтные работы могут проводиться также при таких видах переустройства зданий и сооружений, как модернизация и реконструкция.

Переустройство зданий и сооружений состоит в проведении ремонтных работ для улучшения их эксплуатационных качеств и устранения износа (капитальный ремонт, модернизация, реконструкция).

Реконструкция зданий или сооружений представляет собой разновидность капитального строительства, связанную с изменением в сторону повышения их первоначальных функциональных, конструктивных или эстетических свойств, которое осуществляется во время эксплуатации. В состав работ по реконструкции входят как ремонтные работы, так и работы, связанные с новым строительством. При реконструкции изменяется объемно-планировочное, а отчасти конструктивное решение зданий или сооружений.

Модернизация деревянных зданий и сооружений представляет собой разновидность капитального ремонта с целью устранения износа, состоящего в несоответствии их планировки, конструкций и инженерного оборудования современным нормативным требованиям.

11.1.2. Виды дефектного состояния деревянных конструкций, возникающие при эксплуатации зданий и сооружений

В практике эксплуатации деревянных конструкций и элементов встречаются следующие виды их дефектного состояния:

- превышение в деревянных конструкциях и элементах установленных строительными нормами значений напряжений и деформаций вследствие изменения схемы их работы или из-за повышения требований норм;
- механические повреждения деревянных конструкций и элементов;
- повреждение деревянных конструкций и элементов вследствие использования для их изготовления материалов ненадлежащего качества;
- повреждения деревянных конструкций и элементов дереворазрушающими грибами;
- повреждение деревянных конструкций и элементов насекомыми;
- повреждение деревянных конструкций и элементов морскими древооточками (в разделе не рассматривается);

- повреждение деревянных конструкций и элементов при воздействии огня и повышенной температуры;
- повреждение деревянных конструкций и элементов от воздействия агрессивных сред;
- повреждение деревянных конструкций и элементов вследствие неправильного учета температурно-влажностных условий эксплуатации.

Глава 11.2. Техническое обслуживание деревянных конструкций зданий и сооружений

Рассмотрим некоторые важнейшие виды технического обслуживания деревянных конструкций.

11.2.1. Надзор за условиями эксплуатации деревянных конструкций

Надзор за условиями эксплуатации деревянных конструкций складывается из следующих составных элементов: надзор за нагрузками на деревянные конструкции; надзор за температурно-влажностным режимом эксплуатации деревянных конструкций; надзор за состоянием деревянных конструкций, работающих в условиях воздействия агрессивных сред; надзор за пожарной безопасностью деревянных конструкций.

11.2.2. Диагностирование дефектов деревянных конструкций

В строительной практике получили распространение следующие разновидности диагностирования дефектов деревянных конструкций:

Осмотры деревянных конструкций бывают:

1) плановые текущие. Нормативные документы обязывают один раз в 10 дней осуществлять осмотр основных конструкций производственных зданий с тяжелым крановым оборудованием или зданий и сооружений, эксплуатирующихся в сильной агрессивной среде.

Текущий осмотр деревянных конструкций осуществляется техником-смотрителем жилого и общественного здания или инженерно-техническим работником из персонала производственного подразделения (цеха, мастерской, отдела), эксплуатирующего производственное здание (сооружение), назначенным приказом начальника этого подразделения;

2) плановые периодические общие технические осмотры зданий и сооружений представляют собой обследование всего здания или сооружения, включая деревянные и иные конструкции, инженерное оборудование и т.д. уполномоченной на то комиссией. Как правило, общие технические осмотры выполняют 2 раза в год - весной и осенью;

3) плановые частные (частичные) осмотры включают в себя обследование отдельных зданий или сооружений комплекса, содержащих дере-

вянные конструкции или отдельные деревянные конструкции здания. Частные осмотры деревянных конструкций жилых домов проводят в зависимости от цели осмотра либо комиссией того же состава, что и при общих осмотрах (общая комиссия), либо плотником-столяром. Частные осмотры деревянных конструкций производственных зданий проводят комиссией, состоящей из инженера-смотрителя производственных зданий (председатель) и представителей от осматривающего цеха. Частные осмотры осуществляют за период, не превышающий десяти дней со дня обнаружения дефекта;

4) внеочередные осмотры деревянных конструкций зданий и сооружений производят после стихийных бедствий (ливней, снегопадов, землетрясений) и пожаров не позднее одного-двух дней после стихийного бедствия или пожара. Комиссия для внеочередного осмотра деревянных конструкций жилых зданий имеет такой же состав, что и общая комиссия.

Исследования (обследования) деревянных конструкций специализированными экспертными комиссиями осуществляются в сложных случаях. Выбор специализированной организации, объем детального исследования деревянных конструкций и состав экспертной комиссии зависят от задач исследования, которое обычно проводят по излагаемой ниже методике.

До исследования эксплуатирующая организация выдает экспертной комиссии техническое задание и представляет ей всю имеющуюся техническую документацию по обследуемому объекту.

Первым этапом работы экспертной комиссии является знакомство с имеющейся технической документацией, на основе которого во многих случаях складывается общее представление о здании или сооружении, о видах и схеме работы деревянных конструкций, подлежащих обследованию. Знакомство с технической документацией позволяет наметить решение некоторых задач обследования, установить причины возникновения дефектов деревянных конструкций, определить влияние этих дефектов на их работу.

Второй этап работы экспертной комиссии состоит в предварительном общем осмотре здания или сооружения, включая предварительный осмотр открытых деревянных конструкций. Экспертная комиссия знакомится с эксплуатационным состоянием здания или сооружения, его моральным и физическим износом, архитектурной ценностью, фиксирует все отступления от нормативных установлений по эксплуатации здания в отношении обеспечения надлежащего температурно-влажностного режима внутри здания, ухода за строительными конструкциями, наличие явных и крупных дефектов частей и конструкций здания, в особенности тех, которыми обладают деревянные конструкции, и т.д. При проведении предварительного осмотра составляют схемы здания, фиксируют генеральные размеры конструкций, их вид и форму, намечают места вскрытий, отмечают места, где обнаружены явные дефекты и где требуется тщательное обследование дере-

вянных конструкций. Одновременно выявляют главные причины неудовлетворительного состояния отдельных видов деревянных конструкций и намечают примерную программу проведения детального обследования деревянных конструкций.

Обследование деревянных конструкций по намеченной программе составляет третий этап работы экспертной комиссии. Обычно программа включает в себя следующие пункты:

- осмотр с необходимыми вскрытиями несущих деревянных конструкций для выявления их действительного состояния; составление ведомостей дефектов с перечнем обнаруженных дефектов, а также с зарисовкой или с фотографированием наиболее существенных дефектов;

- выполнение обмерных чертежей деревянных конструкций или сверку полученных замеров с имеющимися рабочими чертежами, а также фотографирование основных видов несущих деревянных конструкций;

- изучение фактически действующих на деревянные конструкции эксплуатационных нагрузок и воздействий;

- анализ пространственного раскрепления деревянных конструкций;

- измерение основных значений деформаций несущих деревянных конструкций (прогибов, относительных смещений узлов, искривлений сжатых элементов);

- выборку (в случае необходимости) из деревянных элементов конструкций образцов для лабораторного исследования физико-механических свойств древесины, определения вида грибков или жучков-древоточцев, влажности и т.д.

При необходимости в программу обследования может входить испытание эксплуатируемых конструкций.

Результаты обследования конструкций и исследования условий их эксплуатации фиксируют в соответствующих журналах, ведомостях, таблицах.

На четвертом этапе работы обрабатывают данные, полученные на основе предшествующих этапов обследования, т.е. выполняют чертежи деревянных конструкций, планы их расположения, уточняют схемы работы деревянных конструкций с учетом фактических условий эксплуатации и обнаруженных дефектов. На этом же этапе делают наброски по усилению деревянных конструкций.

Пятый этап работы экспертной комиссии состоит в производстве поверочных расчетов несущих деревянных конструкций. Расчеты выполняют на основе действующих СНиП.

Одновременно с поверочными расчетами целесообразно выполнять эскизную разработку возможных вариантов усиления несущих деревянных конструкций, имеющих дефекты или недостаточную прочность и жесткость.

Оценка состояния деревянных конструкций на основе анализа результатов обследования и расчетов является наиболее ответственным этапом работы экспертной комиссии. Если необходимо, экспертная комиссия разрабатывает проект усиления несущих конструкций и определяет условия их дальнейшей эксплуатации. Если по техническим и экономическим признакам обследуемые деревянные конструкции далее эксплуатировать невозможно, то комиссия выносит решение о их сносе или замене другими строительными конструкциями.

Завершающий седьмой этап работы - составление заключения или акта о состоянии деревянных конструкций, к которому прилагают все необходимые материалы: поверочные расчеты, чертежи, рекомендации и т.д.

11.2.3. Биовредители древесины, методы борьбы с увлажнением и биовредителями древесины в условиях эксплуатации деревянных конструкций

Биологические вредители древесины и материалов на основе древесины наносят огромный ущерб народному хозяйству страны. К биологическим вредителям древесины относятся некоторые виды бактерий, дереворазрушающие грибы, жуки-древоточцы, термиты и морские древоточцы (некоторые виды моллюсков и рачков).

Наиболее серьезную опасность для эксплуатируемых деревянных строительных конструкций и элементов представляют домовые грибы, из которых особо следует выделить четыре вида: настоящий домовый гриб *Serpula lacrymans* (*Merulius lacrymans* Schum), белый домовый гриб *Coriolor vaporarius* (Fr.) Bond et Sing (*Poria vaporaria* Pers), пленчатый домовый гриб *Coniophora puteana* Fr. (*Coniophora cerebella*) и шахтный или пластинчатый домовый гриб (*Paxillus panuoides* Fr.), сведения о которых содержатся в табл. 11.1.

Разрушение древесины вследствие жизнедеятельности грибов называется гниением. Оно протекает при температуре от + 3 до + 45°C. Принято считать, что оно начинается при средней влажности древесины не ниже 18- 20 %. Для возникновения гниения необходимо начальное увлажнение древесины до появления в ее полостях капельно-жидкой влаги, последующее же увлажнение происходит в результате химического разложения древесины при участии гриба. Под водой из-за отсутствия доступа воздуха гниение прекращается. Возможность гниения исключена, если в сооружении поддерживается такой температурно-влажностный режим, при котором влажность древесины составляет не более 20 %.

Доступ воздуха является одним из условий развития гниения, которое может происходить даже при незначительном воздухообмене. Однако при интенсивном воздухообмене древесина высушивается, что отрицательно сказывается на гниении.

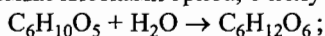
Таблица 11.1 Домовые грибы

настоящий домовый гриб <i>Serpula lacrymans</i>	белый домовый гриб <i>Coriobolus vaporarius</i> (Fr.) Bond et Sing	плесневатый домовый гриб <i>Coniophora puteana</i> Fr.	пластинчатый домовый гриб <i>Paxillus panuoides</i> Fr.
плодовое тело			
молодое 	молодое 	молодое 	молодое и развитое шляпочной формы 
в подсыхающем состоянии 	в подсыхающем состоянии 	немолодое 	грибы распростертой формы 
характерные признаки состояний плодового тела			
коричневое, по краям – беловатое. Гименофор в начальной стадии в форме червеобразных складок, в подсыхающем состоянии – трубчатого складочного строения. Споры желтовато-коричневые.	белое, в виде пористой подушки, распростертое. В подсыхающем состоянии – кремовое. Споры буро-коричневые.	коричневое или оливковое с беловатыми или светло-желтоватыми лучистыми краями, пленчатое. Поверхность – бугорчатая, извилистая или гладкая. Легко отделяется от древесины. Споры буро-коричневые.	верхняя поверхность шляпок – светло-желтая. Гименофор – радиально расположенные пластинки светло-коричневого цвета. Шляпка – обычно в виде воронки. Споры – коричневые.

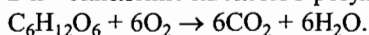
Грибы размножаются спорами или кусочками грибницы. Споры, легко переносимые на большие расстояния ветром, дождевой водой или насекомыми, попав в трещины и щели деревянных элементов конструкций, прорастают, образуя тонкие грибные нити-гифы, толщина которых составляет 5-6 мкм. Гифы проникают в толщу древесины, образуя внутреннюю грибницу, а на поверхности скапливаются в виде ватообразных пушистых тел, образуя наружную грибницу или воздушный мицелий. Кроме воздушного мицелия гриб по поверхности древесины образует тяжи и шнуры, а при благоприятных условиях - плодовые тела. В особом слое (гименофоре) плодовых тел образуются споры гриба. Грибница домовых грибов питается в основном клетчаткой древесины (целлюлозой), вызывая деструктивную трухлявую гниль древесины, которая характеризуется наличием на пораженных участках древесины как продольных, так и поперечных трещин. При приложении даже небольшого усилия разрушенная древесина легко распадается и растирается пальцами. Деструктивную гниль разделяют на мелкую, среднюю и крупную.

Биохимический процесс разрушения древесины деструктивной гнилью состоит из двух этапов:

1-ый - осахаривание целлюлозы под действием кислых ферментов, выделяемых клетками гриба, с получением водорастворимой глюкозы



2-й - окисление глюкозы в результате жизнедеятельности гриба



Таким образом, для 1-го этапа требуется некоторое начальное количество воды. На 2-м этапе из воздуха потребляется кислород, а выделяется вода и углекислый газ, причем воды выделяется в шесть раз больше, чем требуется на 1-ом этапе, т.е. происходит самоувлажнение древесины.

Рассмотрим признаки наиболее распространенных видов домовых грибов. Настоящий домовый гриб *Serpula lacrymans*, часто в литературе именуемый мерулиус, развиваясь, образует крупные белые ватообразные скопления, которые разрастаются и покрываются пятнами канареечно-желтого цвета. В этом виде он чаще всего встречается на древесине. Кроме канареечно-желтых пятен встречаются пятна розового, фиолетового и оливкового цветов. Со временем наружная грибница, содержащая шнуры и тяжи из ватообразной массы тех цветов, превращается в тонкую пленку грязно-серого цвета. Развитое плодовое тело гриба коричневого цвета по краям имеет беловатую окраску. Гименофор в начальной стадии имеет форму червеобразных складок, а в подсохшем состоянии приобретает трубчато-складчатое строение. Споры желто-коричневые, образуют вокруг гриба пылевидные скопления. Начало развития настоящего домового гриба происходит при относительной влажности древесины, составляющей 19-22 %. Развитие гриба возможно в диапазоне влажности древесины 25-150 % и температуре от - 2 до + 35°C. Гниль - крупнопризматическая. Гриб способен разрушать древесину как хвойных, так и лиственных пород.

Белый домовый гриб *Coriolas vaporarius* (Fr.) Bond et Sing, так же как и настоящий домовый гриб, на пораженной древесине образует грибницу, шнуры и плодовые тела. Однако пышная ватообразная наружная грибница и шнуры этого гриба всегда, даже при отмирании, сохраняют белую окраску. Белые ватные образования встречаются либо в виде пышных подушек, либо в виде сережек. Белые пленки гриба иногда содержат шнуровидные выступающие прожилки. Шнуры гриба белого цвета сохраняют свою эластичность и после подсыхания. Плодовое тело гриба белого цвета по виду напоминает пышную подушку. В подсохшем состоянии плодовое тело приобретает кремовый цвет. Споры белого домового гриба буро-коричневые. Гниль - крупнопризматическая, светло-коричневая или коричневая.

Пленчатый домовый гриб кониофора (*Coniophora puteana* Fr.) на пораженной древесине образует слабо развитую грибницу, шнуры и плодовые тела. Наружная грибница гриба желтого цвета со временем опадает и приобретает коричневую окраску. Шнуры гриба коричневого или почти черного цвета, очень тонкие с большим количеством разветвлений. Пленки и налеты гриба желтоватого или светло-коричневого цвета и со светлыми краями быстро переходят в плодовые тела, представляющие собой сплошные пленки. Плодовые тела - коричневого или оливкового цвета с беловатыми или светло-желтыми лучистыми краями. Поверхность плодового тела может быть покрыта извилинами, бугорками, либо может быть гладкой. Плодовое тело легко отделимо от древесины. Споры - буро-коричневые. Гниль - среднепризматическая или мелкопризматическая. Обычно развитие гриба происходит при большой влажности древесины. Пленчатый домовый гриб разрушает древесину как хвойных, так и лиственных пород.

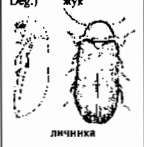
Шахтный или пластинчатый домовый гриб (*Paxillus panuoides* Fr.). Пластинчатый домовый гриб имеет грибницу, шнуры и плодовые тела. Скудные ватообразные образования, встречающиеся чрезвычайно редко, имеют желтовато-зеленоватую окраску. Пленки, налеты и шнуры имеют также желтовато-зеленоватую окраску, причем шнуры в основании имеют лиловый цвет, меняющийся при развитии на темный, почти черный. Пластинчатый домовый гриб развивается при очень высокой влажности древесины (50-70 %) и воздуха (100 %) в диапазоне температур от 8 - 23°C. Гниль - мелкопризматическая красная или красно-бурая с золотистыми прослойками.

Распространенными энтомологическими разрушителями эксплуатируемых деревянных конструкций являются насекомые - жуки, перечисленные и представленные в табл. 11.2.

В отличие от грибов насекомые способны разрушать как сырую, так и сухую древесину. Повреждения древесины, именуемые червоточиной, представляют собой совокупность ходов и отверстий, проделанных самими насекомыми или их личинками. В основном древесину повреждают не сами жуки, а их личинки, для которых древесина является источником питания.

Таблица 11.2 Жуки - вредители деревянных конструкций

Семейство	Вид жука, стадии развития	Длина, мм	Цвет	Форма тела	Особые признаки	Продолжительность жизни (развития)	Характер разрушения древесины					Наиболее часто поражаемые конструкции и породы древесины	
							летные отверстия	форма	диаметр, мм	направление	глубина поражения, мм		дополнительные признаки
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	
Точильщик (Anobiidae)	1. Мебельный точильщик (Anobium punctatum Deg.) 	1-5	Темно-бурый	Цилиндрическая	Покрывает тонкими шелковистыми волосками. Переднеспинка имеет форму каплюшона, по виду - треугольная.	8-10 суток	Круглая	1-2					Сухая древесина всех пород
	2. Домовый точильщик (Ptilinthus reticulatus L.) 	до 6	Белый	С - образно изогнутая	Три пары грудных коротких волос. Голова - желтоватая с блестящими бурными чешуйками	2-7 лет				Вдоль волокон древесины, постепенно расширяясь	до 40	Забиты буровой мукой	
Точильщик (Anobiidae)	3. Домовый точильщик (Ptilinthus reticulatus L.) 	4,5-7	Черно-бурый	Цилиндрическая	Покрывает тонкими серыми волосками. Переднеспинка имеет форму каплюшона, по виду сверху - треугольная, в углах которой расположены 2 золотистых белых пятнышка	2 недели	Круглая	1,8-3					Конструкции из сухой древесины (влажностью до 18%) главным образом хвойных пород, подверженной периодическому увлажнению, ослабленной гниением. Свежую древесину не заселяет (через 3-5 лет после застройки).
	4. Домовый точильщик (Ptilinthus reticulatus L.) 	7-9	Белый	С - образно изогнутая	Три пары грудных коротких волос. Голова - желтоватая с блестящими бурными чешуйками	2-7 лет				Вдоль волокон древесины, постепенно расширяясь	до 50	Забиты буровой мукой	

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	
Точильщики (Anobiidae)	3. Красногый точильщик (Casotermus rufipes F.)  личинка	5,5-8 8-10	Красно-авто-бурий (вплоть до черного)	Белый	С-образно изогнутая	Переднеспинка с низким, плохо заметным горбиком над головой. Надкрылья в точечных бороздках, концы надкрыльев несколько выгнуты. Может вгрызаться в древесину через гладкую поверхность. Никогда не используют древесину, пораженную домовыми грибами.	4-7 лет		Вдоль волокон древесины			Влажная древесина хвойных и лиственных пород в холодных постройках. Личинки повреждают снаружи до 1/3 поперечного сечения.	
Точильщики (Anobiidae)	4. Пестрый точильщик (Xestobium rufovillosum Deg.)  личинка	5-7	Темно-коричневый с белыми пятнами	Белый	Цилиндрическая	Переднеспинка позади лопастно расширена, по виду - треугольная. Три пары грудных коротких ножек. Головка - желтоватая с блестящими бурными челюстями	С осени до весны	Круглая до 4	Вдоль волокон древесины	до 60	Забиты тонкой буровой мукой	Пореживает главным образом древесину лиственных пород. Встречается в балках перекрытий, стропильных конструкциях и т.д.	
Точильщики (Anobiidae)	5. Мягкий точильщик (Emobius mollis L.)  личинка	5-6 6-7	Буровато-кирпичный или красно-бурий			Переднеспинка без горбика, по бокам немного расставлена, надкрылья без точечных бороздок, на концах светлее, с просвечивающим желтоватым пятном (видно в сильную лупу)		1,8-2				Неочищенная или плохо очищенная от коры древесина хвойных пород	
Точильщики (Anobiidae)	6. Хлебный точильщик (Stegobium paniceum L.)  личинка куколка	2-3 5	Красно-авто-рыжий	Белый	Цилиндрическая	Надкрылья с длинными желтыми волосками и мелкими точками. Три пары коротких ног.	21-28 суток	Круглая	0,9-0,6	Вдоль волокон древесины	до 40	Забиты тонкой буровой мукой	Конструкции из сухой древесины всех пород

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Точильщики (Anobiidae)	7. Гребенчатый точильщик (<i>Ptilinus pectinicornis</i> L.)  личинка	3-5	Черно-бурий		Усики самцов напоминают редкий гребешок, а усики самок - зубчики пилы.							Конструкции главным образом из древесины хвойных пород, редко - из древесины лиственных пород.
Дровосек или усачей (Sternorhynchidae)	8. Черный домовый усач (<i>Hyloterpes bajulus</i> L.)  личинка куколка	8-22 До 22	Черно-бурий	Плоская	Покрывает мелкими волосками, образующими легко стареющее пятно, по два на каждом надкрылье, переднеспинка шарообразная с двумя блестящими пятнами. Длина усоев не более 1/2 длины тела.	до 0,5 года от 2 до 12 лет 3 недели	Овальная	5-10	Вдоль волокон древесины	до 50 и более	Забиты буровой мукой, остается снаружи в крошка толщиной не более 1 мм	Сырая древесина главным образом хвойных пород. Сухая, подверженная воздействию солнечных лучей, древесины
Дровосек или усачей (Sternorhynchidae)	9. Одноцветный домовый усач (<i>Stomatium unicolor</i> Ol.)  личинка куколка	10,5-22 до 30 мм	Буровато-желтый	Слаженная	Переднеспинка шарообразная, длина усоев не менее длины тела	2 года 2-4 недели	Овальная	5-6	Хаотическое	до 50 и более	Забиты буровой мукой, остается снаружи в крошка толщиной не более 1 мм	Нападает на не вполне сухую древесину хвойных и лиственных пород

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Древотроцы (Lyctidae)	10. Борозчатый древотроц (Lyctus lineatus Goeze) жук  личинка  куколка 	2,5-5,0 4,8	Темно- или желто- корич- невая Белый	Цилиндри- ческая Полково- образная, уширенная в головной части	Переднеспинка бочковидная, посередине с продольной бороздкой	1 год 8-12 суток	Круглая или овальная	1,0-1,5	Хаотическое, не перекре- шиваются	до 20	Забиты тонкой бурой мукой	Увлажненная и ослабленная гниением древесины лиственных пород
Долгоносиков или слоников (Curculionidae)	11. Долгоносик- трухляк (Cobrosoma spradli Hbst.) жук  личинка  куколка 	2-3	Темно- коричне- вый блестя- щий Белый Белый	Грушеви- дная С-образно изогнутая	Усики и ножки желтовато- красного цвета Отсутствуют ноги. Головка – рыскастая	1-2 года	Круглая	до 2	Несориенти- рованы	до 50	В местах сильно- го разрушения, кроме тонкой бу- рой муки, со- держится древе- сная труха. Ходы прокладывают не только личинки, но и жуки, кото- рые живут в дре- весине до 3-4 месяцев	Древесина хвойных пород, находящаяся в местах постоянного увлажнения

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Долгоносиков или слоников (Curculionidae)	12. Долгоносик- трухляк – рынчок подземный (Rhyncolus culinaris Germ.) жук  личинка  куколка 	до 3	Темно- коричне- вый	Цилиндри- ческая с короткой головотру- бкой С-образно изогнутая Имеет ха- рактерное удлинение головы, свободная белая	Надкрылка по бокам ребристые с точечными бороздками	1 год			Вдоль волокон древесины			Влажная древесина (14-26%) хвойных или лиственных пород, на которую попадает капельно-жидкая влага Личинки предпочитают более мягкую раннюю древесину годичных слоев
Ужонидарьиков (Oedemeridae)	13. Свадебный жук (Nacorda melanura L.): жук  личинка 	9-13	Красно- вато- желтый Светло- желтый		Головка вытянута в виду лобика, по бокам ее расположены колеччатые усики. Переднеспинка у головы уже, чем у туловища Безногая		Оваль- ная или круглая	3-6	Вдоль волокон древесины		В пораженной древесине личинки складываются в большом количестве, превращая ее в труху	Сильно увлажненная древесина

Развитие всех жуков проходит через четыре стадии: яйцо, личинка, куколка, взрослое насекомое. Самки откладывают яйца в мелкие трещины, в старые летные отверстия, а в редких случаях - и на поверхность древесины.

Личинки появляются через одну-две недели и, обладая твердыми челюстями, вбуравливаются в древесину, прогрызая ее. Часть непереваренной древесины выбрасывается личинкой в виде буровой муки, которая забивает проделанный ход. Развитие личинок внутри деревянных конструкций продолжается от одного года до нескольких лет, после чего происходит окукливание. Развитие куколки продолжается относительно недолго (две-три недели) и завершается появлением молодого жука. Молодой жук прогрызает летное отверстие в тонкой перегородке, отделяющей проделанный личинкой ход от наружного воздуха, и вылетает через него. Жуки появляются в начале лета и живут до конца августа - начала сентября.

В борьбе с увлажнением древесины и ее биовредителями в условиях эксплуатации применяют различные методы.

Защита деревянных конструкций лакокрасочными материалами.

Определенный эффект в защите деревянных строительных конструкций и деталей от увлажнения, поражения деревоокрашивающими и дереворазрушающими грибами, поражения насекомыми-вредителями (на окрашенную поверхность насекомые не откладывают яйца), а также от механических повреждений достигается покраской поверхностей соответствующими влагозащитными лакокрасочными материалами. Последние наносят в жидком виде тонким слоем кистью или опрыскивателем на поверхность эксплуатируемой деревянной конструкции или детали. Лакокрасочные материалы разделяют на поверхностно-пропиточные составы, образующие тонкую или толстую пленки. Слой лакокрасочного материала может обладать паро- и водонепроницаемостью и другими специальными свойствами, например, прозрачностью, укрывистостью и т.д.

Лакокрасочные материалы, применяемые для влагозащиты деревянных конструкций и элементов, могут быть следующими: лаки пентафталевые и уретановые; эмали уретановые, пентафталевые, меламиноалкидные, перхлорвиниловые; составы на основе эпоксидных смол; органосиликатные составы.

Толщина слоя лакокрасочного покрытия должна составлять 100-250 мкм в зависимости от условий эксплуатации, а также от вида лакокрасочного материала.

Уничтожение насекомых методом фумигации.

Для борьбы с биовредителями в ряде случаев применяют защитную обработку деревянных конструкций (включая реставрируемые) газами (фумигация). Для газовой дезинфекции используют составы на основе синильной кислоты (HCN), фосфина (PH₃), бромметила (CH₃Br), акрилонитрила. При проведении дезинфекции вокруг деревянного здания или конструкции устраивают непроницаемую оболочку, под которой скапливается токсичный газ, выделяющийся из таблетированных препаратов.

Бромистый метил, являющийся одним из наиболее универсальных фумигантов, представляет собой бесцветный газ тяжелее воздуха, без запаха (при низких концентрациях), практически нерастворимый в воде, не воспламеняющийся. Ядовит для человека при концентрации в воздухе свыше 0.0017 %.

Фумигация бромистым метилом возможна при надлежащей герметизации помещения, когда выполняется ряд определенных условий, в том числе после получения разрешения от компетентных санитарных органов.

Полная гибель насекомых в древесине происходит при определенной дозировке в течение определенного времени экспозиции при соответствующей температуре. Данная совокупность условий выражается понятием ПСКВ - произведением средней концентрации паров фумиганта в граммах на кубический метр объема (г/м^3) на время в часах (ч). Обычно $\text{ПСКВ} = 1300 (\text{г/м}^3)\text{ч}$ при температуре $+15...20^\circ\text{C}$, т.е. примерно 60 г/м^3 при экспозиции в течение суток. При температуре ниже 15°C фумигацию бромистым метилом не производят.

Ниже рассматриваются отдельные получившие распространение в практике методы физического воздействия на биовредителей древесины.

Физические методы дезинфекции древесины

В отдельных случаях строительной практики в борьбе с биовредителями используют специальные физические методы воздействия на них с целью полного или частичного уничтожения. Главное достоинство применения физических методов воздействия на биовредителей по сравнению с химическими методами состоит в их безвредности для окружающей среды, поскольку при этом в обрабатываемые объекты не привносятся никакие химические субстанции и в них не происходит химической коррозии.

Следует отметить, что физическое санирование не всегда полностью уничтожает биовредителей, а кроме того, оно не обеспечивает профилактической защиты древесины. Поэтому в случае отсутствия последующей химической защиты, физически saniрованные объекты должны периодически подвергаться экспертному обследованию. К физическим методам дезинфекции относятся следующие:

1 - уничтожение насекомых методом нагрева зараженных деревянных объектов горячим воздухом. Обработку зараженных насекомыми деревянных объектов горячим воздухом ведут в соответствующих подготовленных для этой цели условиях. Так, например, если зараженный деревянный объект может быть демонтирован, то для обработки используют сушильные шкафы, сауны, хлебопекарные печи, кондиционеры и т.д. При этом температура древесины снаружи должна составлять до 60°C , внутри - 55°C , а продолжительность термообработки от 0,5 до 7 ч (в зависимости от толщины). В случаях, если зараженный деревянный объект должен быть обработан горячим воздухом, находясь в эксплуатации, то для подачи горячего воздуха непо-

средственно в помещения используют котлы, воздуходувки, трубопроводы и т.д. При этом температура подаваемого воздуха составляет 100-120°C, необходимая температура помещения - 80-100°C, а время нагрева - 3-8 ч.

2 - облучение гамма-лучами деревянных объектов, зараженных биовредителями (насекомыми, грибами и бактериями).

Радиоактивное или ионизирующее облучение деревянных объектов, пораженных биовредителями, осуществляют с помощью стационарных или переносных установок, использующих 60 Co или 137 Cs. Радиоактивное излучение проникает на глубину более 1 мм. Доза облучения для уничтожения биовредителей древесины в кгрей составляет:

Для насекомых	-1...3;
Для грибов	-2...15;
Для бактерий	-3...15.

В случае нагревания деревянных объектов доза может быть снижена.

Недостатками метода являются высокие финансовые затраты и жесткие требования как к аппаратуре, так и к соблюдению требований техники безопасности при производстве работ.

Введением в древесину при обработке жидкого мономера, который под действием радиоактивного излучения полимеризуется, повышается прочность.

Поверхностная и глубокая пропитка деревянных конструкций.

При поверхностной обработке водными и маслянистыми пропиточными составами защитные средства наносят на поверхность древесины напылением, окрашивают поверхность кистями. Древесина при поверхностной обработке маслянистыми средствами должна находиться в сухом или полусухом состоянии, а при обработке водорастворимыми защитными средствами - должна иметь сухую поверхность. Обычно водный раствор должен содержать не менее 10 % защитного средства. При обработке сырой древесины содержание защитного средства необходимо повысить до 20 %. При обработке вертикальных и наклонных поверхностей рекомендуется учитывать потери от разбрызгивания, которые могут составлять до 50 % расходуемых защитных средств. Напыление или окрашивание проводят в один или несколько приемов, обычно с интервалами для просушивания; 1 м древесины способен удерживать 150-300 г пропиточной жидкости; глубина проникновения жидкости в здоровую древесину составляет до 1 мм. Глубокая пропитка рекомендуется для защиты неклееной древесины в тех случаях, когда влажность при ее эксплуатации составляет более 18 %, а также, если древесину используют в зонах повышенной опасности поражения гнилью из-за прямого увлажнения или образования на ее поверхности конденсата.

Метод непрерывного нанесения на поверхность эксплуатируемой

деревянной конструкции или элемента защитной жидкости кистью или опрыскивателем рекомендуется использовать в тех случаях, когда необходимо получить более глубокую пропитку (до 10 мм) древесины, чем это достигается в случае многократного нанесения защитной жидкости кистью или опрыскивателем с интервалом для просушивания.

Метод панельной пропитки деревянных конструкций и элементов состоит в том, что поверхность обрабатываемой деревянной конструкции, элемента или детали покрывают плотно прижатой к ним непроницаемой оболочкой, например, из полиэтиленовой пленки (рис. 11.1).

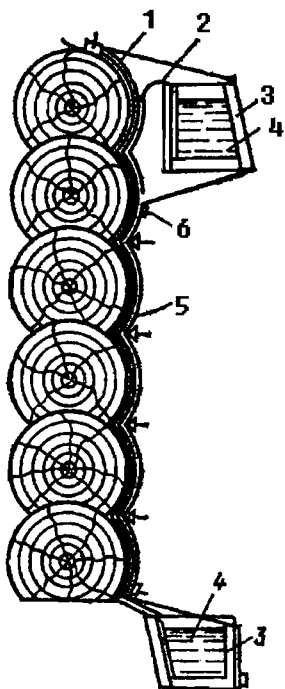


Рис. 11.1 Панельная пропитка рубленых стен:

- 1 - выравнивающая прослойка из бумаги или ткани;
- 2 - питатель;
- 3 - резервуары;
- 4 - пропиточная жидкость;
- 5 - оболочка из непроницаемого материала;
- 6 - планка для крепления оболочки

Оболочка может быть общей или чаще расчлененной по участкам на отдельные панели. Панель крепят по контуру рейками или планками. Швы оболочки герметизируют клеем или липкой лентой. Между непроницаемой оболочкой и поверхностью древесины в некоторых случаях размещают выравнивающую прослойку из фильтровальной бумаги или ткани. В пространство между непроницаемой оболочкой и поверхностью древесины дозированно подают пропиточную, обычно легко проникающую в древесину, жидкость.

Пропиточная жидкость поступает из резервуара, расположенного над панелью, а избыток ее стекает в резервуар, расположенный ниже панели. При пропитке рубленых стен органорастворимыми препаратами расход

пропиточной жидкости на десятый день составляет 400-560 л/м³, а при пропитке водорастворимыми препаратами - до 380 л/м³.

Метод глубокой пропитки деревянных конструкций и элементов в подставных или подвесных ваннах состоит в том, что вокруг эксплуатирующейся конструкции из непроницаемого материала, например, из полиэтилена, создают плотно прижатую к ней оболочку в форме ванны, заполняемой впоследствии легко проникающей пропиточной жидкостью. В тех случаях, когда ванна опирается на грунт, ее называют подставной, а при опирании не на грунт - подвесной (рис. 11.2.).

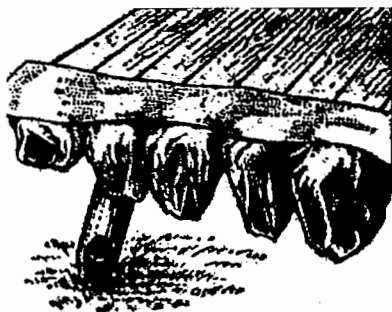


Рис. 11.2. Пропитка модели дощатой кровли памятника архитектуры в подвесных ваннах

Метод инъекционной пропитки деревянных конструкций и элементов в условиях их эксплуатации используют относительно редко. Он состоит в том, что пропиточную жидкость с помощью специального пистолета (рис. 11.3.), снабженного шприцем или полый иглой, вводят в древесину под давлением в местах вдавливания или вбивания соответственно иглы или шприца. Обычно иглу вводят в древесину в направлении поперек волокон. Пропиточную жидкость подают из баллона под давлением 0,1-0,3 МПа.

Метод пропитки деревянных конструкций в просверленные отверстия состоит в том, что пропиточную жидкость с помощью шланга, медицинской груши или через воронки вливают или впрыскивают в существующие или специально просверленные для этой цели в древесине глухие отверстия.

В качестве пропиточной жидкости используют концентрированные растворы химических защитных средств (не менее 10 %-ных) или масла. Пропиточную жидкость следует подавать в глухие отверстия не менее чем 5 раз под избыточным давлением или без него. Сверлить отверстия надо вертикально или горизонтально с уклоном вниз. Отверстия просверливают вразбежку на глубину 2/3 - 3/4 толщины деревянного элемента. Расстояния между отверстиями зависят от степени поражения древесины, ее породы, а также от способа подачи защитного средства.

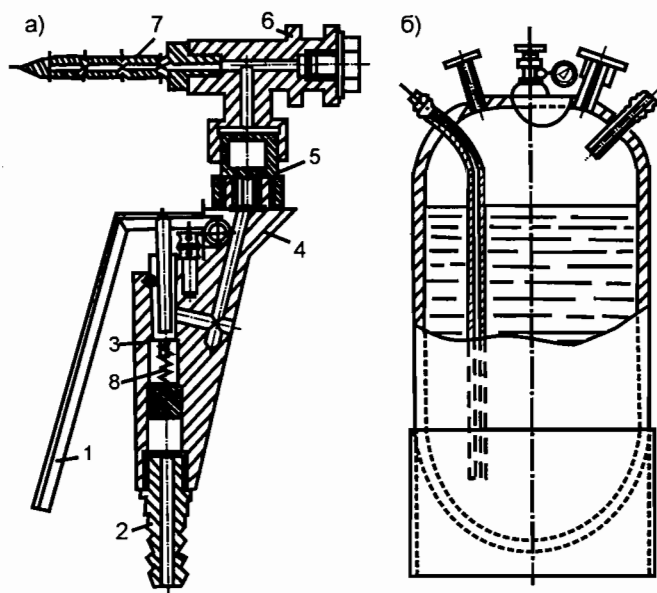


Рис. 11.3. Приспособление для пропитки деревянных конструкций инъекционным методом

а - пистолет для инъекции; б - баллон для пропиточной жидкости; 1 - ручка; 2 - штуцер; 3 - клапан; 4 - корпус; 5 - переходный штуцер; 6 - наконечник; 7 - сменная игла; 8 - пружина

В некоторых случаях сверлить отверстия в основных несущих деревянных конструкциях можно через прибитые к ним второстепенные деревянные конструкции, например, через доски пола. Защитные средства можно вводить в отверстия также в сухом состоянии или в виде паст. При этом пропитка достигается при увлажнении древесины атмосферной или бытовой влагой. В случае необходимости по окончании защитной обработки отверстия затыкают пробками.

В Германии разработан и запатентован способ обработки эксплуатирующихся деревянных конструкций и элементов средствами для защиты древесины от биологических вредителей, состоящий в том, что деревянную конструкцию или элемент в рабочем положении подвергают пропитке вспененным раствором фунгицида, инсектицида или комбинации солей с различными защитными свойствами, содержащими, кроме того, поверхностно-активные вещества.

Для защиты древесины вспенивать можно водные растворы химических средств весьма высокой концентрации (до 30 %). Объем исходного раствора и объем пены находятся в соотношении до 1 : 30. Вспененные растворы вводят в любые замкнутые объемы, содержащие деревянные конст-

рукции или элементы, например, в перекрытия, в деревянные каркасные стены и т.д.

Эффект обработки деревянных конструкций и элементов вспененными растворами средств для защиты древесины в течение нескольких минут может быть сравним с эффектом пропитки древесины в ваннах в течение нескольких часов.

Защитная обработка деревянных конструкций антисептическими пастами.

Антисептические пасты диффузионного действия, содержащие антисептик (фтористый натрий, бура) и связующие материалы (каменноугольные лаки, экстракты сульфитных щелоков, латексы, поливинилацетатные эмульсии), применяют для защиты деревянных конструкций и элементов, эксплуатирующихся в условиях повышенной влажности, или если сама древесина имеет высокую влажность.

Глава 11.3. Ремонт деревянных конструкций

11.3.1 Основные принципы усиления деревянных конструкций и классификация методов усиления

Деревянные конструкции следует усиливать после соответствующей разработки проекта, в основу которого могут быть положены следующие принципы:

усиленные деревянные конструкции должны либо полностью выполнять свои прежние функции, либо частично. В последнем случае в проекте должен быть решен вопрос о передаче части прежних функций усиливаемых конструкций на другие существующие или новые строительные конструкции;

усиленные деревянные конструкции по несущей способности, деформативности и т.п. должны удовлетворять требованиям действующих в момент разработки проекта усиления строительных норм;

целесообразность усиления деревянных конструкций и выбор варианта усиления должны быть экономически обоснованы. Рационально обеспечить максимально возможную сохранность существующих строительных конструкций, элементов, отделки и т.д. Ремонтные работы целесообразно выполнять без нарушения технологического режима здания или сооружения;

однотипные деревянные конструкции с характерными для них дефектами следует усиливать единообразными методами. В основу разработки проекта усиления большого числа однотипных конструкций может быть принят вероятностно-статистический подход.

Деревянные конструкции можно усиливать как в целом, так и отдельные элементы. Выбор конкретного метода усиления зависит от ряда

факторов: задачи усиления, состояния здания в целом и деревянной конструкции, в частности; наличия достаточного пространства, площади и т.д. для размещения элементов усиления; условий эксплуатации и т.п.

В практике ремонтно-строительного дела, как правило, используют положительно зарекомендовавшие себя методы усиления традиционных деревянных конструкций, некоторые из которых применимы и для усиления современных клееных деревянных конструкций. Тем не менее, одной из актуальных задач сегодняшнего дня является разработка новых методов усиления клееных деревянных конструкций, которые все шире внедряются в строительство.

Методы усиления деревянных конструкций можно классифицировать по различным признакам. По назначению методы усиления деревянных конструкций можно разбить на две группы: 1 - временного усиления; 2 - стационарного усиления. По влиянию элементов усиления на схему работы усиляемой конструкции методы усиления также разделяются на две группы: 1) без изменения прежней схемы работы деревянных конструкций; 2) с изменением прежней схемы работы деревянных конструкций.

11.3.2. Методы усиления деревянных конструкций без изменения прежней схемы их работы

Без изменения схемы работы можно усилить деревянные конструкции следующими методами:

установкой дополнительного числа крепежных изделий (болтов, гвоздей, шурупов и т.п.);

установкой дополнительного числа самостоятельно работающих конструкций, разгружающих усиливаемую конструкцию;

заменой или усилением целиком элемента деревянной конструкции, который содержит дефекты, работает с перенапряжением и т.д. (рис. 11.4.). Элементы усиления можно выполнять либо из того же материала, из которого изготовлены усиливаемые конструкции, либо из других материалов;

усилением деревянных конструкций или их элементов протезами. Протез представляет собой специальную конструкцию, включаемую в состав усиливаемой конструкции для замены в работе дефектного участка или узла ее самой или какого-либо из ее элементов. Протезами, например, наращивают удаленные из-за сильного повреждения домовыми грибами опорные концы деревянных балок, опорные узлы деревянных ферм и т.д. В настоящее время в практику строительства начинают внедряться протезы, выполненные из полимерных материалов - из полимербетона на основе модифицированной эпоксидной смолы, изготовляемого на месте, и стеклопластиковой арматуры в форме стержней круглого сечения (рис. 11.5.);

усилением неклееных конструкций, содержащих усушечные трещины или клееных конструкций с усушечными трещинами и расслоившихся по клеевым швам, клеевыми составами.

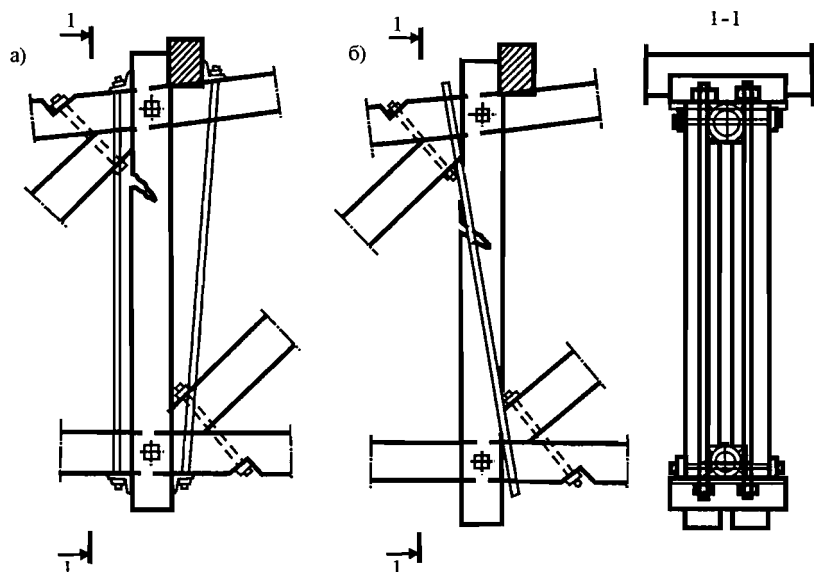


Рис. 11.4. Усиление разорванной деревянной стойки стальными тяжами:
а, б - возможные варианты усиления

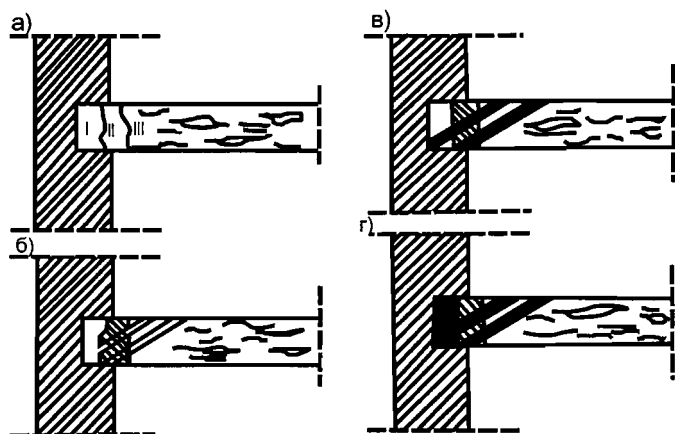


Рис. 11.5. Способ усиления поврежденных гниением концов балок
протезами из синтетических материалов:

а - разделение опорного конца балки на зоны с различной степенью повреждения гнилью; б - конец балки, зачищенной от гнили (в здоровой части просверлены отверстия под стеклопластиковую арматуру) в - вклеивание стеклопластиковой арматуры; г - завершение изготовления пластмассового протеза

Выполненные из брусев или досок балки перекрытий часто содержат продольные и косые усушечные трещины, существенно снижающие сопротивление этих балок сдвигу (скалыванию). Клееные деревянные конструкции при эксплуатации иногда расслаиваются по клеевым швам.

Усиление деревянных конструкций, содержащих трещины и расслоения, иногда можно осуществить клеевыми составами (клеи, клеи-пасты), которыми заполняют трещины и непрочные швы для обеспечения монолитности конструкций. Один из методов усиления клееных деревянных конструкций состоит в том, что расслоившиеся швы предварительно по краям заклеивают лентами из специальной фольги, а затем к каждому участку с двух сторон сверлят наклонные отверстия для нагнетания эпоксидного клея. Расстояния между отверстиями составляют до 30 см. Затем в непрочные участки через просверленные отверстия нагнетают специальной форсункой эпоксидный клей;

усилением деревянных конструкций вклеиванием стальных стержней и болтов. Метод усиления клееных деревянных конструкций (балок) вклеиванием стальных стержней и болтов применим в случаях, когда необходимо повысить сопротивление балок сдвигу на участках, расположенных близ опор, ослабленных отверстиями, в случаях расслоения клееных деревянных конструкций по клеевым швам, а также если необходимо повысить сопротивление растяжению поперек волокон в зонах перегиба двускатных гнутоклееных балок (рис. 11.6.).

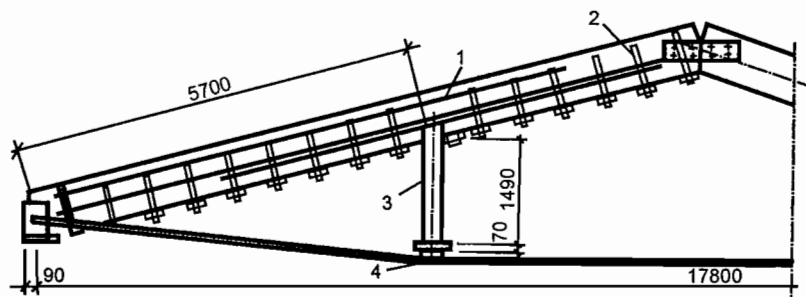


Рис. 11.6. Усиление треугольных распорных систем с расслоившимися по клеевым швам деревянными блоками методами превращения в шпренгельную систему и вклеивания болтов:

- 1 - дощатоклееный блок, частично расслоившийся по клеевым швам;
- 2 - вклеенные болты; 3 - стойки шпренгельной системы; 4 - клинья

Наиболее распространенный вариант этого метода усиления деревянных балок состоит в том, что в предварительно просверленные в балках вертикальные или наклонно расположенные глухие отверстия вклеивают специально изготовленные для этой цели болты, снабженные резьбой на всю длину стержня и продольным пазом прямоугольного сечения. Паз пред-

назначен для того, чтобы при ввинчивании болта обеспечить возможность выхода из глухого отверстия избыточного количества клеевого состава. Глухие отверстия сверлят либо с верхней, либо с нижней грани балки. Глубину глухого отверстия принимают на 1 см больше длины вклеиваемого стержня болта. Перед вклеиванием стержень болта обезжиривают промывкой соответствующими химическими средствами, а глухое отверстие очищают от стружки и пыли струей сжатого воздуха. Клеевой состав вводят в глухое отверстие специальным шприцем, заполняя его на половину глубины;

усилением деревянных конструкций стяжными болтами и хомутами. В случаях, если деревянные конструкции выполнены из клееной древесины, то усиление состоит в обжати составных пакетов деревянных элементов, в обеспечении восприятия болтами и хомутами в деревянных балках растягивающих усилий поперек волокон в местах глубоких подрезок у опор, где иногда образуются горизонтальные трещины и т.д.

Работающие с перенапряжением на растяжение поперек волокон, а также частично расслоившиеся по клеевым швам клееные деревянные конструкции и их элементы могут быть усилены постановкой сжатых болтов и хомутов (рис. 11.7.). Усилением частично расслоившихся клееных деревянных конструкций и элементов по клеевым швам с помощью хомутов достигают восприятия в конструкциях и элементах растягивающих усилий поперек волокон. Преимущество использования хомутов перед использованием стяжных болтов состоит в том, что для постановки хомутов не требуется предварительного сверления сквозных отверстий;

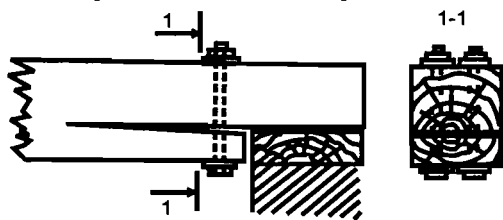


Рис. 11.7. Усиление стяжными болтами растрескавшегося конца деревянной балки

усилением деревянных конструкций нашивкой накладок или двойной перекрестной обшивкой досками. Этот метод широко используется для усиления клееных и неклееных деревянных конструкций, которые имеют глубокие усушечные трещины, расслоения по клеевым швам, работающих с перенапряжением и сильно деформированных. Накладками из досок обычно усиливают деревянные конструкции небольших сечений, а конструкции больших сечений усиливают двойной перекрестной обшивкой досками или обшивкой из листовых древесных материалов, чаще всего фанерой. Накладки и обшивки крепят на гвоздях, шурупах или болтах. Фанерную обшивку выполняют либо с использованием отдельных, либо состыкованных по длине на ус листов фанеры.

11.3.3. Методы усиления деревянных конструкций с изменением прежней схемы их работы

В ремонтно-строительном деле в некоторых случаях рационально использовать методы усиления деревянных конструкций, изменяющие схему их работы. Так, например, подведением под однопролетную балку промежуточной опоры можно превратить ее в двухпролетную балку.

При эксплуатации сельскохозяйственных производственных зданий часто приходится сталкиваться с проблемой усиления трехшарнирных клееных деревянных арок и треугольных распорных систем. Усиление указанных конструкций можно осуществить превращением их в фермы. Трехшарнирная арка может быть превращена в сегментную ферму, а трехшарнирная распорная система - в двускатную ферму шпренгельного типа с двумя стойками (см. рис. 11.6). Одним из методов усиления плоскостных несущих деревянных конструкций с изменением схемы их работы является раскрепление связями, обеспечивающими пространственную устойчивость, если раньше пространственная устойчивость не была обеспечена. Как правило, при этом изменяется схема работы усиливаемых деревянных конструкций и элементов из их вертикальной плоскости.

Раздел 12. ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКАЯ ЭФФЕКТИВНОСТЬ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ ДЕРЕВА И ПЛАСТМАСС. ВОПРОСЫ ЭКОЛОГИИ И РАЦИОНАЛЬНОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ ДРЕВЕСИНЫ

Опыт проектирования, изготовления и применения деревянных конструкций в России и за рубежом показал их эффективность.

Применение клееных деревянных конструкций взамен железобетонных позволяет снизить расход металла в 2-3 раза, сборного железобетона - в 2,5-3,5 раза. Легкость конструкций и простота их монтажа позволяют снизить трудоемкость и сократить сроки строительства. Снижение массы зданий дает возможность сократить транспортные расходы, что особенно важно в условиях строительства в малоосвоенных районах с недостаточной развитой базой строительной индустрии. При необходимости перевозки на расстояние 400-500 км стоимость конструкций из клееной древесины меньше, чем железобетонных и стальных.

Следует отметить, что из всех применяемых в строительстве материалов только древесина является восстанавливаемым ресурсом. Применение клееных деревянных конструкций позволяет комплексно и наиболее рационально использовать древесину в строительстве. Особенно актуальна в настоящее время экономия энергетических ресурсов. Клееные деревянные конструкции в этом отношении являются наиболее прогрессивными, так как энергоемкость изготовления клееных деревянных конструкций в 4 раза меньше, чем энергоемкость изготовления только цемента для равноценных по несущей способности железобетонных конструкций.

Особенно эффективно применение клееных деревянных конструкций в зданиях с агрессивной средой и в общественных зданиях.

Технико-экономическая эффективность применения деревянных конструкций в зданиях с агрессивной средой, например, в складах минеральных удобрений, обусловлена высокой коррозионной стойкостью древесины в химически агрессивной среде. Кроме того, большинство складов для хранения пожаро- и взрывобезопасных химических веществ имеют пролеты 18, 24 и более метров, а при больших пролетах применение клееных деревянных конструкций более эффективно, чем железобетонных и стальных. Так, например, применение клееных деревянных стрельчатых арок пролетом 24 м в складе минеральных удобрений по сравнению с аналогичным по вместимости складом с применением железобетонных конструкций позволяет снизить сметную стоимость на 15%, расход бетона на 35% и стали на 73%.

В зданиях с химически агрессивной средой с применением клееных деревянных конструкций уровень сборности выше на 10-40%, а трудоемкость строительства ниже на 14-23% по сравнению со зданиями из железобетона и стали. Применение клееных деревянных конструкций в зданиях с химически агрессивной средой позволяет увеличить срок службы в 3-5 раз по сравнению со зданиями из железобетона и стали.

Применение клееных деревянных конструкций взамен железобетонных при строительстве общественных зданий пролетом 18-30 м позволяет снизить расход стали на 20-24 кг, цемента - на 30-35 кг в расчете на 1 м² площади здания и массы конструкций каркаса - в 4-5 раз. Для зданий пролетом 36-60 м применение 1 м³ клееных деревянных конструкций позволяет сэкономить от 0,5 до 1,0 т стали.

Древесина является природным экологически чистым материалом. При продуманном лесопользовании заготовка древесины не только не наносит ущерба природной среде, но и является необходимым условием для поддержания нормальных условий роста леса и восстановления запасов древесины. Заготовка древесины тем более необходима, что дерево, являясь биологическим объектом, имеет определенный срок жизни, после истечения которого оно умирает.

Изготовление деревянных конструкций при организованной утилизации отходов деревообработки также является экологически чистым технологическим процессом. Исключение составляет изготовление клееных деревянных конструкций, при котором используются синтетические клеи, токсичные в той или иной мере. Однако, при организации необходимой системы вентиляции и утилизации отходов клея и его компонентов можно свести ущерб для экологии к минимуму.

В процессе эксплуатации конструкции из неклееной и клееной древесины являются экологически чистыми. Более того, использование деревянных конструкций отвечает высоким эстетическим требованиям и создает наиболее комфортную для человека среду, что подтверждается многовековым опытом применения и эксплуатации зданий из древесины.

Проблему рационального использования древесины можно решать только комплексно на всех стадиях, начиная с проектирования конструкций и изделий, заготовки лесоматериалов и их переработки, изготовления деталей и конструкций и кончая использованием отходов деревообработки.

На стадии проектирования особое внимание следует уделять оптимальным для данных условий конструктивным решениям. При проектировании необходимо учитывать технологию изготовления конструкций и использовать наиболее технологичные конструктивные решения.

Рациональной является переработка древесины в местах ее заготовки. При этом достигается несколько целей:

- вместо перевозки круглого леса перевозятся пиломатериалы или готовые изделия и конструкции;

- при больших объемах переработки древесины появляется возможность использования современного оборудования и наиболее совершенных методов переработки древесины;

- при больших объемах переработки эффективной становится утилизация, то есть переработка отходов;

- при больших объемах переработки появляется возможность высушить древесину до требуемой стандартами влажности 22%.

Приложение I.1. Расчетные сопротивления фанеры R, МПа

Вид фанеры	Вид расчетного сопротивления				
	растя- жение в плоско- сти листа $R_{ф.р.}$	сжатие в плоско- сти листа $R_{ф.с.}$	изгиб из плоско- сти листа $R_{ф.и}$	скалы- вание в плоско- сти $R_{ф.ск.}$	срез перпен- дикуляр- но плос- кости $R_{ф.ср.}$
Клееная березовая ФСФ сортов В/ВВ, В/С, ВВ/С: а) семислойная толщиной 8 мм и более: -вдоль волокон наружных слоев -поперек -под углом 45° к волокнам	14 9 4,5	12 8,5 7	16 6,5 -	0,8 0,8 0,8	6 6 9
б) пятислойная толщиной 5 – 7 мм: -вдоль волокон наружных слоев -поперек -под углом 45° к волокнам	14 6 4	13 7 6	18 3 -	0,8 0,8 0,8	5 6 9
Клесная из древесины лист- венницы марки ФСФ сортов В/ВВ и ВВ/С семислойная толщиной 8 мм и более: -вдоль волокон наружных слоев -поперек -под углом 45° к волокнам	9 7,5 3	17 13 5	18 11 -	0,6 0,5 0,7	5 5 7,5
Бакелизированная марки ФБС толщиной 7 мм и более: -вдоль волокон наружных слоев -поперек -под углом 45° к волокнам	32 24 16,5	28 23 21	33 25 -	1,8 1,8 1,8	11 12 16

Примечание к табл.: расчетные сопротивления смятию и сжатию перпендикулярно к плоскости листа для березовой фанеры марки ФСФ: $R_{ф.с. 90} = R_{ф.см 90} = 4$ МПа; ФБС: $R_{ф.с. 90} = R_{ф.см 90} = 8$ МПа;

Приложение I.2 Упругие характеристики фанеры

Вид фанеры	Наименование характеристики		
	Модуль упругости Еф, МПа	Модуль упругости Gф, МПа	Коэффициент Пуассона ν ф,
Клееная березовая ФСФ сортов В/ВВ, В/С, ВВ/С семи- слойная и пятислойная:			
-вдоль волокон наружных слоев	9000	750	0,085
-поперек волокон наружных слоев	6000	750	0,065
-под углом 45° к волокнам	2500	3000	0,600
Клееная из древесины лиственницы марки ФСФ сортов В/ВВ и ВВ/С семислойная	7000	800	0,070
-вдоль волокон наружных слоев	5500	800	0,060
-поперек волокон наружных слоев	2000	2200	0,600
-под углом 45° к волокнам			

Примечание к таблице: Коэффициент Пуассона указан для направления, перпендик у-
лярного к оси, вдоль которой определен модуль упругости.

Приложение I.4. Размеры древесно-волоконистых плит сухого способа производства, мм

Марка плиты	Длина		Ширина		Толщина	
	номинальная	предельные отклонения	номинальная	предельные отклонения	номинальная	предельные отклонения
ПТс-220	5500 3300				6,0; 8,0 10,0; 12,0	$\pm 0,5$ $\pm 0,7$
Тс-300 Тс-350	3000 2700		1830 1220		5,0	$\pm 0,4$
Тс-400 Тс-450 СТс-500	2500 2200 1830 1800 1500 1200	± 5	1200 1000	± 3	6,0 8,0; 10,0	$\pm 0,5$ $\pm 0,7$

Приложение I.3. Расчетные и упругие характеристики древесно-плитных материалов.

Древесно-плитный материал (кроме фанеры)	Расчетные сопротивления, МПа				Упругие характеристики, МПа		Коэффициент длительного сопротивления
	растяжению $\frac{R_p^{cp}}{R_p}$	изгибу $\frac{R_u^{cp}}{R_u}$	сжатию $\frac{R_c^{cp}}{R_c}$	срезу $\frac{R_{cp}^{cp}}{R_{cp}}$	Модуль упругости $\frac{E^{cp}}{E}$	Модуль сдвига $\frac{G^{cp}}{G}$	
1	2	3	4	5	6	7	8
Древесно-волоконистые плиты сухого способа производства (ДВПс) на фенольных связующих марок Тс-400 и Тс-450, ТУ 13-444	$\frac{11,4}{6,15}$	$\frac{25,9}{14}$	$\frac{12,7}{7}$	$\frac{11,7}{6,32}$	$\frac{4122+4979}{1754+2085}$	$\frac{1849}{711}$	0,42÷0,54
Древесно-стружечные плиты на карбонидных (ДСПк) и на фенольных связующих (ДСПф), связующих марок П-1 и П-2, ГОСТ 10632	$\frac{5,7}{3}$	$\frac{9,93}{5,76}$	$\frac{9,92}{5,26}$	$\frac{4,17}{2,25}$	$\frac{2652+2879}{1238+1754}$	$\frac{611}{478}$	0,43÷0,58
Древесно-стружечные плиты на каустическом магнезите (МДП), ТУ 13-519	$\frac{2,31}{1,35}$	$\frac{9,62}{6,17}$	$\frac{7,98}{4,23}$	$\frac{3,23}{2}$	$\frac{3614+5874}{1914+2761}$	$\frac{1380}{1104}$	0,42÷0,64
Цементно-стружечные плиты (ЦСП) на портландцементе	$\frac{2,34}{1,5}$	$\frac{6,66}{4,26}$	$\frac{4,23}{602,76}$	$\frac{3,31}{2,05}$	$\frac{2668+3441}{1254+1489}$	$\frac{769}{615}$	0,42÷0,64
Древесные слоистые пластики марки:							
ДСП-А (длиной до 1500 мм)	-	-	$\frac{135}{-}$	$\frac{113}{-}$	30000	-	0,7
ДСП-Б 15 – 60 мм	$\frac{165}{109}$	$\frac{195}{130}$	$\frac{116}{80}$	$\frac{10,5}{7}$	30000	-	
ДСП-В 15 – 60 мм	$\frac{82,5}{45}$	$\frac{112,5}{60}$	$\frac{90}{47}$	$\frac{9,7}{7}$	18000	-	
ДСП-Г (длиной до 1500 мм)	-	-	$\frac{93,8}{-}$	$\frac{10,5}{-}$	13000	-	

Примечание: в числителе приведены кратковременные, а в знаменателе – длительные характеристики древесно-плитных материалов.

Приложение I.5. Размеры древесно-волоконистых плит мокрого способа прессования, мм

Тип плит	Длина		предельные отклонения	Ширина		предельные отклонения	Толщина	
	номинальная			номинальная			номиналь-ная	предельные отклонения
	макси-мальная	основная		макси-мальная	Основная			
Твердые	6100	3660	± 3	2140	2140	± 3	2,5 3,2 4,0 5,0 6,0	± 0,3
		3355			1830			
		3050			1525			
		2745			1220			
		2440						
	5500	2140	1700 1220	1700 1200 0				
		3660						
		3050						
		2745						
		2440						
Мягкие		2350	± 5	1220	± 5	8,0 12,0 16,0	± 1,0	
		2050						
		1700						
		1220						
		3000						
		2700						
		2500						
		1800						
		1600						
		1220						

Приложение I.6. Размеры древесно-волоконистой плиты-основы с лакокрасочным покрытием, мм

Длина		Ширина		Толщина	
номинальная	предельные отклонения	номинальная	предельные отклонения	номинальная	предельные отклонения
2700	± 5,0	1700	± 3,0	2,5	± 0,3
2500		1600		3,2	
2350		1290		4,0	
2050		1200		5,0	
1200		1000		6,0	

Приложение I.7. Размеры древесно-стружечных плит, мм

Параметры	Значения	Предельное отклонение
Толщина	от 8 до 28 с градацией 1 (для шлифованных)	± 0,3
Длина	1830, 2040, 2440, 2500, 2600, 2700, 2750, 2840, 3220, 3500, 3600, 3660, 3690, 3750, 4100, 5200, 5500, 5680	± 5
Ширина	1220, 1250, 1500, 1750, 1800, 1830, 2135, 2140, 2500	± 5

Приложение I.8. Классификация арболита по прочности на сжатие

Вид арболита	Класс арболита	Марка арболита	Средняя плотность арболита кг/м³, при использовании в качестве заполнителя			
			измельченной древесины	костры лыпа или измельченных стеблей хлопчатника	костры конопля	измельченной рисовой соломы
Теплоизоляционный	В 0,35	M5	400-500	400-500	400-500	500
	В 0,75	M10	450-500	450-500	450-500	-
	В 1,0	M15	500	500	500	-
Конструкционный	В 1,5	-	500-600	550-650	550-600	600-700
	В 2,0	M25	500-700	700	600-700	-
	В 2,5	M35	600-750	600-700	-	-
	В 3,5	M50	700-850	700-800	-	-

Приложение I.9. Расчетные и упругие характеристики пластмасс, изготовленных с использованием неорганических наполнителей или без наполнителя

Пластмасса	Расчетные сопротивления, МПа				Упругие характеристики, МПа	
	растяжению	изгибу	сжатию	срезу	Модуль упругости	модуль сдвига
	R_p $R_{p\kappa}$	R_u $R_{u\kappa}$	R_c $R_{c\kappa}$	R_{cp} $R_{cp\kappa}$	E E_{κ}	G G_{κ}
1	2	3	4	5	6	7
Стеклопластики						
Полиэфирный листовой (плоский и волнистый)	$\frac{36}{15}$	$\frac{78}{15}$	$\frac{54}{15}$	$\frac{27}{9}$	$\frac{6000}{3000}$	-
Стеклотекстолит КАСТ-В	$\frac{172}{110}$	$\frac{90}{55}$	$\frac{71}{42,5}$	$\frac{52,5}{30}$	$\frac{24000}{19000}$	-
Стеклопластик СВАН	$\frac{337}{160}$	$\frac{525}{250}$	$\frac{300}{140}$	$\frac{112,5}{55}$	$\frac{28500}{24000}$	-
Прессовочный АГ-4; - марки В	$\frac{60}{36}$	$\frac{90}{54}$	$\frac{75}{60}$	-	-	-
- марки С	$\frac{375}{220}$	$\frac{187,5}{110}$	$\frac{150}{90}$	-	$\frac{18000}{15000}$	$\frac{5700}{-}$
Термопласты						
Стекло органическое (полиметилметакрилат)	$\frac{41}{15}$	$\frac{75}{25}$	$\frac{60}{20}$	$\frac{45}{14}$	$\frac{2800}{1400}$	-
(винилпласт):						
- листовой ВП (прозрачный)	$\frac{35}{13}$	$\frac{63}{18}$	$\frac{52,5}{14}$	$\frac{28}{8,5}$	$\frac{2800}{1600}$	-
- листовой ВН (непрозрачный)	$\frac{38}{14}$	$\frac{70}{20}$	$\frac{52,5}{14}$	$\frac{28}{8,5}$	$\frac{2800}{1600}$	-
Пенопласты						
Полистирольный:						
- марки СПБ	$\frac{0,030}{0,015}$	-	$\frac{0,030}{0,015}$	$\frac{0,030}{0,015}$	$\frac{7}{2}$	$\frac{2,5}{1,0}$
плотностью, кг/м³						
40	$\frac{0,090}{0,030}$	-	$\frac{0,090}{0,030}$	$\frac{0,090}{0,030}$	$\frac{12}{4}$	$\frac{4}{1,5}$
- марки СПБ-т, плотностью, кг/м³						
20	$\frac{0,042}{0,015}$	-	$\frac{0,030}{0,015}$	$\frac{0,042}{0,015}$	$\frac{7}{2}$	$\frac{2,5}{1,0}$
40	$\frac{0,120}{0,040}$	-	$\frac{0,120}{0,040}$	$\frac{0,090}{0,030}$	$\frac{15}{5}$	$\frac{5}{2}$
60	$\frac{0,180}{0,060}$	-	$\frac{0,180}{0,060}$	$\frac{0,170}{0,050}$	$\frac{25}{8,5}$	$\frac{10}{5}$

Окончание приложения I.9.

1	2	3	4	5	6	7
- марки ПС-1, плотностью, кг/м ³ 100	$\frac{1,100}{0,300}$	-	$\frac{0,520}{0,150}$	$\frac{0,510}{0,140}$	$\frac{60}{20}$	$\frac{20}{11}$
Фенольный марок ФРП-1, ФЛ-1, плотностью, кг/м ³ 60	$\frac{0,072}{0,020}$	=	$\frac{0,096}{0,030}$	$\frac{0,060}{0,020}$	$\frac{10}{4}$	$\frac{7}{3}$

Примечания.

1. В числителе приведены кратковременные, а в знаменателе – длительные характеристики пластмасс.
2. Для полиэфирных стеклопластиков расчетные сопротивления при срезе даны в направлении, перпендикулярном к плоскости листа.
3. Для стеклотекстолита КАСТ-В расчетные сопротивления даны для усилий, действующих в направлении основы стеклоткани при толщине материала $\delta \leq 7$ мм.
4. Для стеклопластиков СВМ и АГ-4 расчетные характеристики даны при соотношении продольных и поперечных стекловолокон 1:1 для усилий, действующих в направлении стекловолокон.

Приложение II. Расчетные характеристики материалов

Таблица II.1. Расчетные сопротивления древесины сосны (кроме веймутовой), ели, лиственницы европейской и японской

Напряженное состояние и характеристика элементов	Обозначение	Расчетные сопротивления, МПа/кгс/см ² , для сортов древесины		
		1	2	3
1. Изгиб, сжатие и смятие вдоль волокон:				
а) элементы прямоугольного сечения (за исключением указанных в подпунктах "б", "в") высотой до 50 см	$R_{и}, R_{с}, R_{см}$	$\frac{14}{140}$	$\frac{13}{130}$	$\frac{8,5}{85}$
б) элементы прямоугольного сечения шириной свыше 11 до 13 см при высоте сечения свыше 11 до 50 см	$R_{и}, R_{с}, R_{см}$	$\frac{15}{150}$	$\frac{14}{140}$	$\frac{10}{100}$
в) элементы прямоугольного сечения шириной свыше 13 см при высоте сечения свыше 13 до 50 см	$R_{и}, R_{с}, R_{см}$	$\frac{16}{160}$	$\frac{15}{150}$	$\frac{11}{110}$
г) элементы из круглых лесоматериалов без врезок в расчетном сечении	$R_{и}, R_{с}, R_{см}$	—	$\frac{16}{160}$	$\frac{10}{100}$
2. Растяжение вдоль волокон:				
а) неклееные элементы	R_p	$\frac{10}{100}$	$\frac{7}{70}$	—
б) клееные элементы	R_p	$\frac{12}{120}$	$\frac{9}{90}$	—
3. Сжатие и смятие по всей площади поперек волокон	$R_{с90}, R_{см90}$	$\frac{1,8}{18}$	$\frac{1,8}{18}$	$\frac{1,8}{18}$
4. Смятие поперек волокон местное:				
а) в опорных частях конструкций, лобовых врубках и узловых примыканиях элементов	$R_{см90}$	$\frac{3}{30}$	$\frac{3}{30}$	$\frac{3}{30}$
б) под шайбами при углах смятия от 90 до 60°	$R_{см90}$	$\frac{4}{40}$	$\frac{4}{40}$	$\frac{4}{40}$
5. Скалывание вдоль волокон:				
а) при изгибе неклееных элементов	$R_{ск}$	$\frac{1,8}{18}$	$\frac{1,6}{16}$	$\frac{1,6}{16}$
б) при изгибе клееных элементов	$R_{ск}$	$\frac{1,6}{16}$	$\frac{1,5}{15}$	$\frac{1,5}{15}$
в) в лобовых врубках для максимального напряжения	$R_{ск}$	$\frac{2,4}{24}$	$\frac{2,1}{21}$	$\frac{2,1}{21}$
г) местное в клеевых соединениях для максимального напряжения	$R_{ск}$	$\frac{2,1}{21}$	$\frac{2,1}{21}$	$\frac{2,1}{21}$
6. Скалывание поперек волокон:				
а) в соединениях неклееных элементов	$R_{ск90}$	$\frac{1}{10}$	$\frac{0,8}{8}$	$\frac{0,6}{6}$
б) в соединениях клееных элементов	$R_{ск90}$	$\frac{0,7}{7}$	$\frac{0,7}{7}$	$\frac{0,6}{6}$
7. Растяжение поперек волокон элементов из клееной древесины	R_{p90}	$\frac{0,35}{3,5}$	$\frac{0,3}{3}$	$\frac{0,25}{2,5}$

Примечания к табл. II.1:

1. Расчетное сопротивление древесины местному смятию поперек волокон на части длины (при длине незагруженных участков не менее длины площадки смятия и толщины элементов), за исключением случаев, оговоренных в п. 4 данной таблицы, определяется по формуле

$$R_{см90} = R_{с90} \left(1 + \frac{8}{l_{см} + 1,2} \right), \quad (1)$$

где $R_{с90}$ – расчетное сопротивление древесины сжатию и смятию по всей поверхности поперек волокон (п. 3 данной таблицы); l – длина площадки смятия вдоль волокон древесины, см.

2. Расчетное сопротивление древесины смятию под углом к направлению волокон определяется по формуле

$$R_{см\alpha} = \frac{R_{см}}{1 + \left(\frac{R_{см}}{R_{см90}} - 1 \right) \sin^3 \alpha}. \quad (2)$$

3. Расчетное сопротивление древесины скалыванию под углом к направлению волокон определяется по формуле

$$R_{ск\alpha} = \frac{R_{ск}}{1 + \left(\frac{R_{ск}}{R_{ск90}} - 1 \right) \sin^3 \alpha}. \quad (3)$$

4. В конструкциях построечного изготовления величины расчетных сопротивлений на растяжение, принятые по п. 2а данной таблицы, следует снижать на 30%.

5. Расчетное сопротивление изгибу для элементов настила и обрешетки под кровлю из древесины 3-го сорта следует принимать равным 13 МПа (130 кгс/см²).

6. Расчетные сопротивления для других пород древесины устанавливаются путем умножения величин, приведенных в табл. II.1, на переходные коэффициенты m_p , указанные в табл. II.2.

Таблица П.2. Переходные коэффициенты m_n к величине расчетных сопротивлений для пород древесины, отличных от базовых (не указанных в таблице П.1)

Древесные породы	Коэффициент m_n для расчетных сопротивлений		
	растяжению, изгибу, сжатию и смятию вдоль волокон $R_p, R_{и}, R_c, R_{см}$	сжатию и смятию поперек волокон $R_{с90}, R_{см90}$	Скалыванию $R_{ск}$
Хвойные			
1. Лиственница, кроме европейской и японской	1,2	1,2	1
2. Кедр сибирский, кроме Красноярского края	0,9	0,9	0,9
3. Кедр Красноярского края, сосна веймутова	0,65	0,65	0,65
4. Пихта	0,8	0,8	0,8
Твердые лиственные			
5. Дуб	1,3	2	1,3
6. Ясень, клен, граб	1,3	2	1,6
7. Акация	1,5	2,2	1,8
8. Береза, бук	1,1	1,6	1,3
9. Вяз, ильм	1	1,6	1
Мягкие лиственные			
10. Ольха, липа, осина, тополь	0,8	1	0,8

Примечание к табл. П.2. Коэффициенты m_n , указанные в таблице для конструкций опор воздушных линий электропередачи, изготавливаемых из не пропитанной антисептиками лиственницы (при влажности 25%), умножаются на коэффициент 0,85.

Таблица П.3. Коэффициенты условий работы m_b для различных условий эксплуатации деревянных конструкций

Условия эксплуатации (по табл. 1 /2/)	Коэффициент m_b	Условия эксплуатации (по табл. 1 /2/)	Коэффициент m_b
A1, A2, B1, B2	1	B2, B3, Г1	0,85
A3, B3, B1	0,9	Г2, Г3	0,75

Таблица II.4. Коэффициенты условий работы m_n для конструкций, рассчитываемых с учетом воздействия кратковременных (ветровой, монтажной, гололедной) нагрузок

Нагрузка	Коэффициент m_n	
	для всех видов сопротивлений, кроме смятия поперек волокон	для смятия поперек волокон
1. Ветровая, монтажная, кроме указанной в п. 3	1,2	1,4
2. Сейсмическая	1,4	1,6
Для опор воздушных линий электропередачи		
3. Гололедная, монтажная, ветровая при гололеде, от натяжения проводов при температуре ниже среднегодовой	1,45	1,6
При обрыве проводов и тросов	1,9	2,2

Таблица II.5. Коэффициенты условий работы m_b к расчетным сопротивлениям изгибу и сжатию вдоль волокон для изгибаемых, внецентренно-сжатых, сжато-изгибаемых и сжатых клееных элементов прямоугольного сечения

Высота сечения, см	50 и менее	60	70	80	100	120 и более
Коэффициент m_b	1	0,96	0,93	0,90	0,85	0,8

Таблица II.6. Коэффициенты условий работы m_{cl} к расчетным сопротивлениям изгибу, скалыванию и сжатию вдоль волокон для изгибаемых, внецентренно-сжатых, сжато-изгибаемых и сжатых клееных элементов

Толщина слоя, мм	19 и менее	26	33	42
Коэффициент m_{cl}	1,1	1,05	1	0,95

Таблица II.7. Коэффициенты условий работы $m_{гн}$ к расчетным сопротивлениям растяжению, сжатию и изгибу для изгибаемых, гнутых элементов конструкций

Напряженное состояние	Обозначение расчетных сопротивлений	Коэффициент $m_{гн}$ при отношении r_k/a			
		150	200	250	500 и более
Сжатие и изгиб	R_c, R_n	0,8	0,9	1	1
Растяжение	R_p	0,6	0,7	0,8	1

Приложение III. Определение предельных прогибов изгибаемых элементов исходя из физиологических требований

Исходя из физиологических требований предельные прогибы элементов перекрытий, лестниц, балконов, лоджий следует определять по формуле

$$f_u = [g \cdot (p + p_1 + q)] / [30 \cdot n^2 \cdot (b \cdot p + p_1 + q)]$$

где g - ускорение свободного падения, $g = 9.8 \text{ м/с}^2$; p - нормативное значение нагрузки от людей, возбуждающих колебания (см.табл.III.1); p_1 - пониженное нормативное значение нагрузки на перекрытие (см.табл.III.1); q - нормативное значение нагрузки от веса рассчитываемого элемента и опирающихся на него конструкций; n - частота приложения нагрузки при ходьбе человека (см.табл. П.9); b - коэффициент (см.табл. III.1).

Таблица III.1

Тип помещения	p , кН/м ²	p_1 , кН/м ²	n , Гц	b
Жилые всех типов, служебные, лаборатории, читальные залы, балконы	0,25	по табл.6.1	1,5	$125 \times \sqrt{\frac{\Omega}{\alpha \times \rho \times a \times L}}$
Классные, бытовые, залы обеденные, собраний, ожидания, зрительные, концертные, спортивные, торговые	0,5	по табл.6.1	1,5	$125 \times \sqrt{\frac{\Omega}{\alpha \times \rho \times a \times L}}$
Сцены, трибуны, танцевальные залы	1,5	0,2	2,0	50

Примечания : $\Omega = 0.8 \text{ кН}$ - вес человека; $\alpha = 1$ - коэффициент для балочных элементов, $\alpha = 0.5$ - для плит; a , L - шаг и пролет изгибаемых элементов, м.

При этом кратковременные нагрузки могут быть в виде сосредоточенной силы $P=1 \text{ кН}$ или равномерно распределенной нагрузки

$$G = (\psi A_1 \cdot p + p_1 + q),$$

где p , p_1 и q - см. формулу 7.4 и табл. 7.2; A_1 - коэффициент сочетания, определяемый по формуле

$$A_1 = 0,4 + 0,6 / \sqrt{A / A_1}$$

A - грузовая площадь изгибаемого элемента, м²;

$A_1 = 9 \text{ м}^2$ - условная грузовая площадь.

Учебник

**Гаппоев Мурат Максимович
Гуськов Игорь Михайлович
Линьков Владимир Иванович
Серова Евелина Титовна
Ермоленко Леонид Кириллович
Степанов Борис Абрамович
Филимонов Эдуард Владимирович**

КОНСТРУКЦИИ ИЗ ДЕРЕВА И ПЛАСТМАСС

Компьютерный набор и верстка И.А. Серговский, Н.А. Лямаева, Д.А. Матвеев
Дизайн обложки Н.С. Кузнецова
Редактор О.А. Таранова

Лицензия ЛР № 0716188 от 01.04.98. Сдано в набор 10.02.2004.
Подписано к печати 19.10.2004. Формат 69х90/16.
Бумага офс. Гарнитура таймс. Печать офсетная.
Усл. печ. л. 27,5. Тираж 3000 экз. Заказ № 11134

Издательство Ассоциации строительных вузов (АСВ)
129337, Москва, Ярославское шоссе, 26, оф. 511
тел/факс: 183-5742
e-mail: iasv@mgsu.ru
Internet: <http://www.iasv.ru>

Отпечатано в типографии ППП Типография Наука
121099, Москва, Шубинский пер., 6.