

ФЕДЕРАЛЬНОЕ АГЕНТСТВО ПО ОБРАЗОВАНИЮ  
КАЗАНСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ АРХИТЕКТУРНО-  
СТРОИТЕЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ

Кафедра металлических конструкций и  
испытания сооружений

**МНОГОЭТАЖНОЕ ОБЩЕСТВЕННОЕ ЗДАНИЕ**

Методические указания к курсовому проекту  
по специальному курсу для студентов 5- ого курса  
специальности 270102, 270101 и дипломников

Казань 2009

Составители: О.И. Ефимов, М.Т. Сибгатуллин

УДК

Методические указания к курсовому проекту «Многоэтажное общественное здание» по специальному курсу для студентов 5-ого курса специальности 290300/ Казанский государственный архитектурно - строительный университет; Составители: О.И. Ефимов, М.Т. Сибгатуллин. Казань: КГАСУ, 2009 г. – 40 с.

Данные методические указания предназначены для самостоятельной работы студентов специальности 270102, 270101 над курсовым проектом по специальному курсу на тему «Многоэтажное общественное здание». Указания также предназначены для самостоятельной работы указанной темы в рамках дипломного проектирования.

Иллюстраций: 16

Библиография: 10 наименований

Рецензент: Дтн, профессор Кузнецов И.Л..

Казанский государственный  
архитектурно - строительный  
университет, 2009 г.

## Введение.

Основной целью выполнения данного курсового проекта является закрепление теоретических знаний студентов по разделам специальных конструкций, как правило, не отражающихся в рамках основных курсов металлических, железобетонных и деревянных конструкций.

Состав и содержание курсового проекта отвечает основным этапам проектирования каркасных многоэтажных зданий. По мере работы над проектом должны быть решены следующие вопросы:

1. Выбор конструктивной системы здания с размещением связевых элементов;
2. Статический и динамический расчеты здания на совокупность статических, динамических, ветровых и сейсмических нагрузок;
3. Расчет и конструирование элементов каркаса и узлов ригелей, колонн и связевых элементов, выполненных из металла;
4. Расчет и конструирование элементов каркаса и узлов, выполненных из композиций стали и бетона;
5. Сравнение вариантов каркаса с различным конструктивным исполнением и выбор рационального по критерию приведенной стоимости.

### **1. Исходные данные для проектирования.**

Основные геометрические параметры проектируемого здания выбираются студентом в соответствии со своим порядковым номером по данным таблиц 1.1 и 1.2

Не оговоренные специально исходные данные принимаются студентом самостоятельно (марка стали, класс бетона, тип соединений, марка электродов и т.п.

В качестве района строительства выбирается место с повышенной сейсмической активностью – г. Сочи. Расчетная

сейсмичность принимается равной 9 баллам [1].

Таблица 1.1.

Код задания.

№ п/п	1 группа	2 группа	3 группа
1	1 1 1 1 1	1 1 2 1 2	1 1 3 2 1
2	2 1 1 1 2	1 1 1 1 2	1 1 2 1 3
3	1 2 1 3 3	2 1 3 1 1	1 1 1 1 3
4	2 1 3 3 3	1 2 1 3 1	3 2 1 2 1
5	1 1 3 3 3	2 1 3 1 2	1 2 1 3 2
6	2 1 1 3 2	1 2 1 1 1	2 1 3 2 3
7	3 2 1 1 2	3 2 1 1 1	1 1 3 3 2
8	1 2 1 2 3	2 1 1 1 1	2 1 1 3 1
9	3 2 1 3 1	2 1 3 3 1	1 2 1 2 2
10	1 1 1 2 1	2 1 1 3 3	3 2 1 1 3
11	1 1 2 2 1	1 1 1 2 2	2 1 1 1 3
12	1 1 3 1 2	1 1 2 2 2	1 1 1 2 3
13	3 2 2 3 3	1 1 3 1 3	1 1 2 2 3
14	2 1 2 2 3	3 2 1 3 3	1 1 3 1 1
15	3 2 2 2 2	2 1 2 2 2	3 2 1 3 2
16	1 2 1 1 2	3 2 1 2 3	1 2 2 1 1
17	3 2 2 1 3	1 1 3 3 1	2 1 2 2 1
18	2 1 1 2 1	3 2 2 2 3	1 2 1 1 3
19	3 2 1 2 2	2 1 1 2 3	2 1 2 3 3
20	1 1 1 3 1	3 2 2 3 2	2 1 1 2 2
21	1 1 2 3 3	1 1 1 3 2	2 1 3 3 2
22	3 2 2 3 1	1 1 2 3 1	1 1 1 3 3
23	2 1 2 1 3	3 2 2 2 1	1 1 2 3 2
24	2 1 3 2 2	2 1 3 2 1	3 2 2 2 1
25	1 2 1 2 1	2 1 2 1 2	2 1 2 1 1
26	3 2 3 1 1	3 2 3 2 1	1 2 2 1 2
27	2 1 2 3 1	1 1 3 2 2	2 1 3 1 3
28	3 2 3 1 3	2 1 2 3 2	3 2 3 2 2
29	3 2 2 1 2	3 2 3 1 2	3 2 3 2 3
30	1 1 2 1 1	1 2 2 1 3	1 1 3 2 3

Таблица 1.2.

Исходные данные.

Исходные данные		№ кода	1	2	3
	1	<i>A, м</i>	6,0	7,5	9,0
	2	<i>B, м</i>	3,0	4,5	--
	3	<i>C, м</i>	6,0	7,5	9,0

<i>H</i> – высота этажа <i>N</i> – количество этажей	4	<i>H, м</i>	3,3	3,6	4,2
	5	<i>N</i>	15	18	20

Например, студент 2 группы имеет порядковый номер 7. Его шифр 32111. Исходные данные:  $A=9$  м;  $B=4,5$  м;  $C=6$  м;  $H=3,3$  м;  $N=15$  этажей.

## 2. Конструктивная система каркаса.

В конструктивной системе каркаса многоэтажного здания обычно выделяют две подсистемы несущих конструкций:

- 1) горизонтальные конструкции;
- 2) вертикальные конструкции, взаимодействующие между собой [2].

Горизонтальные конструкции (плиты, балки перекрытий и их связи) обеспечивают геометрическую неизменяемость в плане, передают приложенные к ним нагрузки на вертикальные конструкции, участвуют в пространственной работе всей системы в качестве горизонтальных диафрагм, препятствующих взаимному сдвигу неодинаково нагруженных вертикальных элементов.

Вертикальные конструкции (колонны, диафрагмы или целые стволы жесткости) выполняют главные несущие функции, воспринимают, в конечном счете, все приложенные к системе нагрузки, передавая их на фундамент.

Как известно, каркасные системы по способу обеспечения их пространственной жесткости и геометрической неизменяемости подразделяются на:

- рамные;
- связевые;
- рамно-связевые [2].

В рамках курсового проекта не решается вопрос о рациональности той или иной каркасной системы, а предлагается к разработке каркас с сочетанием двух разных систем, когда в верхней части каркаса применена относительно менее жесткая система (рис.2.3).

### 2.1. Компоновка конструктивной системы в плане.

При размещении связевых конструкций в плане необходимо учитывать следующее:

- связевые конструкции должны обеспечивать пространственную жесткость и неизменяемость каркаса при

- изгибе его в двух главных направлениях плана и при кручении;
- связевые конструкции следует располагать соблюдая симметрию в размещении, чтобы исключить дополнительное кручение системы при ветровых и сейсмических воздействиях;
  - расположение связевых конструкций не должно приводить к стеснению температурных деформаций;
  - разрозненные связевые конструкции целесообразно объединять, обеспечивая их взаимодействие;
  - следует отдавать предпочтение замкнутым стволам из связевых конструкций, либо близким к ним сечениям при взаимодействии связей.

На рис.2.1 показан пример размещения связевых конструкций в плане.

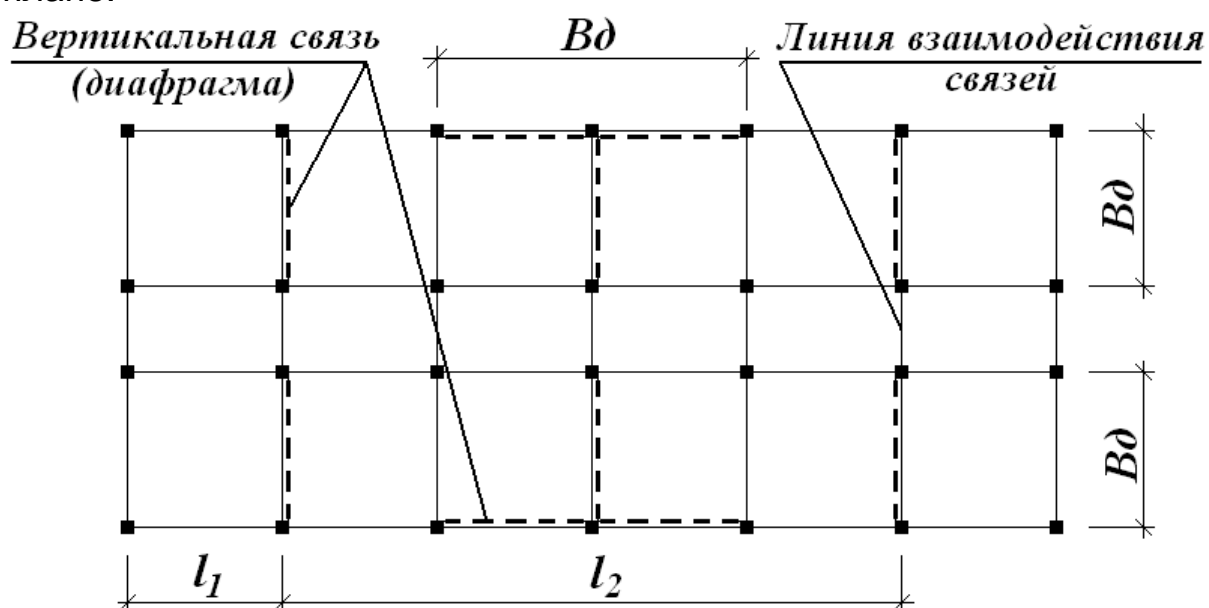


Рис.2.1. Размещение связевых конструкций.

В каждом конкретном случае размер диафрагм в любом главном направлении плана устанавливается исходя из требований ограничения перемещений каркаса от горизонтальных воздействий. Ориентировочно, минимальная суммарная ширина сечения вертикальных диафрагм в пределах одного этажа расположенных по линии взаимодействия составляет:

$$B_d \gg \frac{1}{7} H, \text{ где } H - \text{высота здания.}$$

Размеры  $l_1$  и  $l_2$  очевидно зависят от прочности диска перекрытия при действии горизонтальных нагрузок. При конструкции перекрытия в виде железобетонного настила по балкам с объединением на шпонках для создания диска ориентировочно

можно принимать:

$$l_1 \approx 12 \text{ м}, l_2 \approx 30 \text{ м}.$$

Компоновка самого перекрытия осуществляется обычными методами проектирования балочных клеток. При выборе типа сопряжения балок следует стремиться к опиранию в одном уровне, так как при этом уменьшается строительная высота перекрытия [3].

## 2.2. Компоновка конструктивной системы по высоте здания.

Вертикальные связевые конструкции часто осуществляют в виде железобетонных диафрагм, но в курсовом проектировании рассматриваются только диафрагмы из стальных связевых конструкций, выполненных в виде плоских ферм, поясами которых служат колонны. Широко применяемые схемы ферм показаны на рис.2.2.

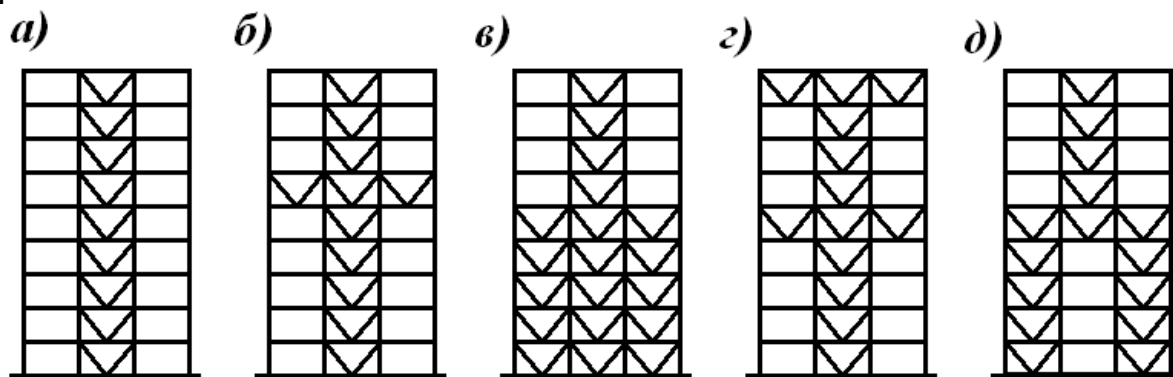


Рис.2.2. Схемы связевых конструкций из плоских ферм.

*а* - консольная ферма постоянной ширины;

*б* - консольная ферма постоянной ширины с одним ростверком;

*в* - консольная ферма переменной ширины;

*г* - рамная ферма;

*д* - комбинация из рамной и консольной ферм.

Особый интерес представляет схема *б*) связевой конструкции (рис.2.2), где при помощи ростверка (горизонтальной фермы) вовлекаются в работу на горизонтальные воздействия крайние колонны.

В качестве решеток связевых конструкций используются те же типы решеток, что и для обычных стропильных ферм. Однако при выборе типа решетки следует учитывать не только конструктивную или экономическую целесообразность, но и необходимость устройства тех или иных проемов в диафрагмах.

Пример компоновки по высоте конструктивной системы каркаса

в продольном и поперечном направлениях показан на рис.2.3.

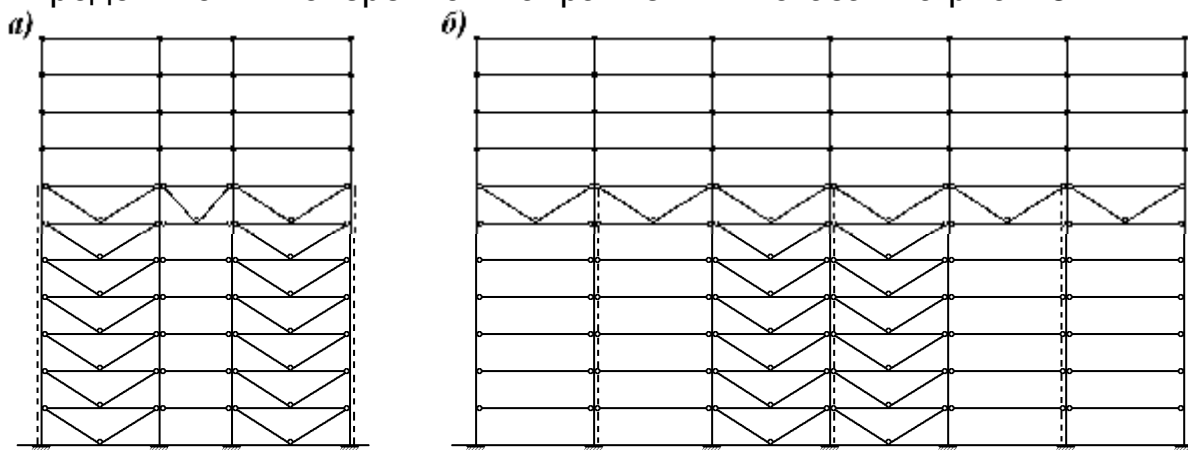


Рис.2.3. Компонка по высоте конструктивной системы каркаса. *a* – в поперечном направлении; *б* – в продольном направлении.

### 3. Статический и динамический расчет здания.

#### 3.1. Определение действующих нагрузок.

##### 3.1.1. Постоянные нагрузки.

Естественно, постоянные нагрузки на данном этапе могут быть назначены лишь приближенно, на основе данных аналогичных проектов. Ниже приведены рекомендуемые ориентировочные данные по отдельным нагрузкам.

1. Нагрузка от собственного веса несущих стальных конструкций.

Приближенно величину нагрузки от собственного веса колонн здания на квадратный метр перекрытия можно определить по следующей формуле:

$$g_{\text{кол}} \approx 0,1 + 0,03 \cdot \frac{q}{e} + k \cdot \frac{H}{L} \cdot w_0 \cdot \frac{\sigma}{\sigma} \cdot (1 + 0,01 \cdot H) \cdot \frac{q \cdot k \cdot H \cdot \sigma}{e \cdot m^2 \cdot \sigma}, \quad (3.1)$$

где  $H$  – высота здания;  $L$  – меньший из размеров здания в плане;  $q$  – сумма нормативных постоянной (кроме веса несущих конструкций) и вертикальной временной нагрузок на здание, отнесенной к площади всех перекрытий, ориентировочно  $q = 6, 10 \text{ кН} / \text{м}^2$ ;  $w_0$  – нормативный скоростной напор ветра ( $\text{кН} / \text{м}^2$ );  $k \gg 2$ .

Величину нагрузки от собственного веса ригелей и балок можно назначить по формуле:



$$g_{\text{руз}} \gg \zeta 0,3 + \frac{b \ddot{o}}{m \ddot{o}} \cdot g_{\text{кол}}, \quad (3.2)$$

где  $m$  – число этажей.

2. Нагрузка от веса стен и перекрытий.

Нормативное значение веса 1 квадратного метра стены:

а) для наружных стен из облегченной кладки или панелей  $2,5 \text{ , } 5,0 \text{ кН / м}^2$ ;

б) из эффективных панелей  $0,6 \text{ , } 1,2 \text{ кН / м}^2$ ;

в) для внутренних стен и перегородок на  $30 \text{ , } 50 \%$  меньше, чем для наружных.

Нормативное значение веса 1 квадратного метра перекрытия:

а) при железобетонных панелях и настилах  $3,0 \text{ , } 5,0 \text{ кН / м}^2$ ;

б) при монолитных плитах из легкого бетона по стальному профилированному настилу  $1,5 \text{ , } 2,0 \text{ кН / м}^2$ ;

в) нагрузка от подвесного потолка  $0,3 \text{ , } 0,8 \text{ кН / м}^2$ .

В качестве оценки правильности определения нагрузок от собственного веса можно руководствоваться следующими величинами:

- для современных многоэтажных зданий со стальным каркасом сумма нормативных нагрузок от веса стен и перекрытий, отнесенная к 1 квадратному метру перекрытия, ориентировочно  $4,0 \text{ , } 7,0 \text{ кН / м}^2$ ;

- отношение всех постоянных нагрузок здания к его объему ориентировочно  $1,5 \text{ , } 3,0 \text{ кН / м}^3$ .

### 3.1.2. Временные нагрузки.

Временные нагрузки на перекрытия.

Нагрузки на перекрытия, обусловленные весом людей, мебели и подобного легкого оборудования, устанавливаются в СНиП [8] в виде эквивалентных нагрузок, равномерно распределенных по площади помещений. Их нормативные значения для жилых и общественных зданий составляют: в основных помещениях  $1,5 \text{ , } 2,0 \text{ кН / м}^2$ ; в залах  $2,0 \text{ , } 4,0 \text{ кН / м}^2$ ; в вестибюлях, коридорах, лестницах  $3,0 \text{ , } 4,0 \text{ кН / м}^2$ , а коэффициенты перегрузки –  $1,3 \text{ , } 1,4$ .

Снеговая нагрузка.

Определяется по указаниям СНиП [8], имеет в основном значение для конструкций покрытия многоэтажного здания и мало влияет на суммарные усилия в ниже расположенных конструкциях.

### Ветровая нагрузка.

Работа конструкций многоэтажного здания, их жесткость, прочность и устойчивость существенно зависят от правильности учета ветровой нагрузки.

Согласно [7], [8] расчетное значение статической составляющей ветровой нагрузки определяется по формуле:

$$q^c = q_0 \cdot n \cdot k_z \cdot c = q(z) \cdot c, \quad (3.3)$$

где  $q_0$  - скоростной напор на высоте 10 м над поверхностью земли;

$n = 1,2$  - коэффициент перегрузки для зданий;

$k_z$  - коэффициент изменения скоростного напора, зависящий от высоты  $z$  над поверхностью земли и типа местности;

$c$  - аэродинамический коэффициент;

$q_0 \cdot n \cdot k_z$  - расчетный скоростной напор на уровне  $z$ .

Динамическая составляющая ветровой нагрузки при колебаниях здания в плоскости потока зависит от изменчивости пульсаций скорости  $v_n$ , характеризуемой стандартом  $s_v$  (рис.3.1). Скоростной напор ветра в момент времени  $t$  при плотности воздуха  $r$ :

$$q(t) = \frac{1}{2} \times r \times (\bar{v} + v_n)^2 \approx \frac{1}{2} \times r \times \bar{v}^2 \times \left( 1 + \frac{2 \times v_n}{\bar{v}} \right) = q_0 \times (1 + m), \quad (3.4)$$

где  $q_0 = \frac{1}{2} \times r \times \bar{v}^2$  - статическая составляющая;  $m = \frac{2 \cdot v_n}{\bar{v}}$  -

коэффициент пульсации.

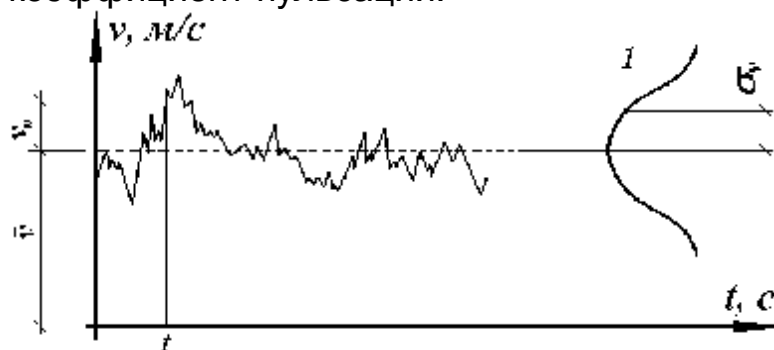


Рис. 3.1. Изменение мгновенных значений скорости ветра по времени. 1- плотность распределения пульсаций скорости.

В [7], [8] для учета крайних значений пульсаций принято  $v_n = 2,5 \cdot s_v$ , что соответствует вероятности превышения принятой пульсации в произвольный момент времени около 0,006.

### Сейсмические воздействия.

При строительстве многоэтажных зданий в сейсмических районах несущие конструкции необходимо рассчитать как на основные сочетания, состоящие из обычно действующих нагрузок (включая ветровую), так и на особые сочетания с учетом сейсмических воздействий (но исключая ветровую нагрузку). При расчетной сейсмичности более 7 баллов расчет на особые сочетания нагрузок является, как правило, определяющим.

Расчетные сейсмические силы и правила их совместного учета с другими нагрузками принимаются по [1]. С увеличением периода собственных колебаний здания сейсмические силы снижаются или не изменяются.

### Температурные воздействия.

Изменение температуры окружающего воздуха и солнечная радиация вызывают температурные деформации элементов конструкции: удлинение, укорочение, искривление.

На стадии эксплуатации многоэтажного здания температура внутренних конструкций практически не изменяется. В случаях, когда основные несущие элементы вынесены за грань наружной стены, они непосредственно подвергаются температурным климатическим воздействиям, которые необходимо учесть при проектировании каркаса.

На стадии возведения влияние температурных климатических воздействий допускается не учитывать, или учитывать с грубыми допущениями.

## 3.2. Расчетные схемы.

Для составления расчетной схемы каркаса многоэтажного здания необходимо: размеры, эксцентриситеты прикрепления ригелей к колонне при связевой системе, тип крепления элементов, жесткости или их соотношение.

Каркасы многоэтажных рам являются статически неопределимыми системами. Поэтому для составления расчетной схемы необходимо определиться с соотношением жесткостей элементов каркаса (ригелей и колонн). Следует отметить, что соотношения жесткостей изменяются в зависимости от высоты. В реальном проектировании жесткости элементов и необходимые эксцентриситеты определяют методом последовательного приближения.

В рамках курсового проектирования необходимые параметры допускается принимать согласно рис.3.2.

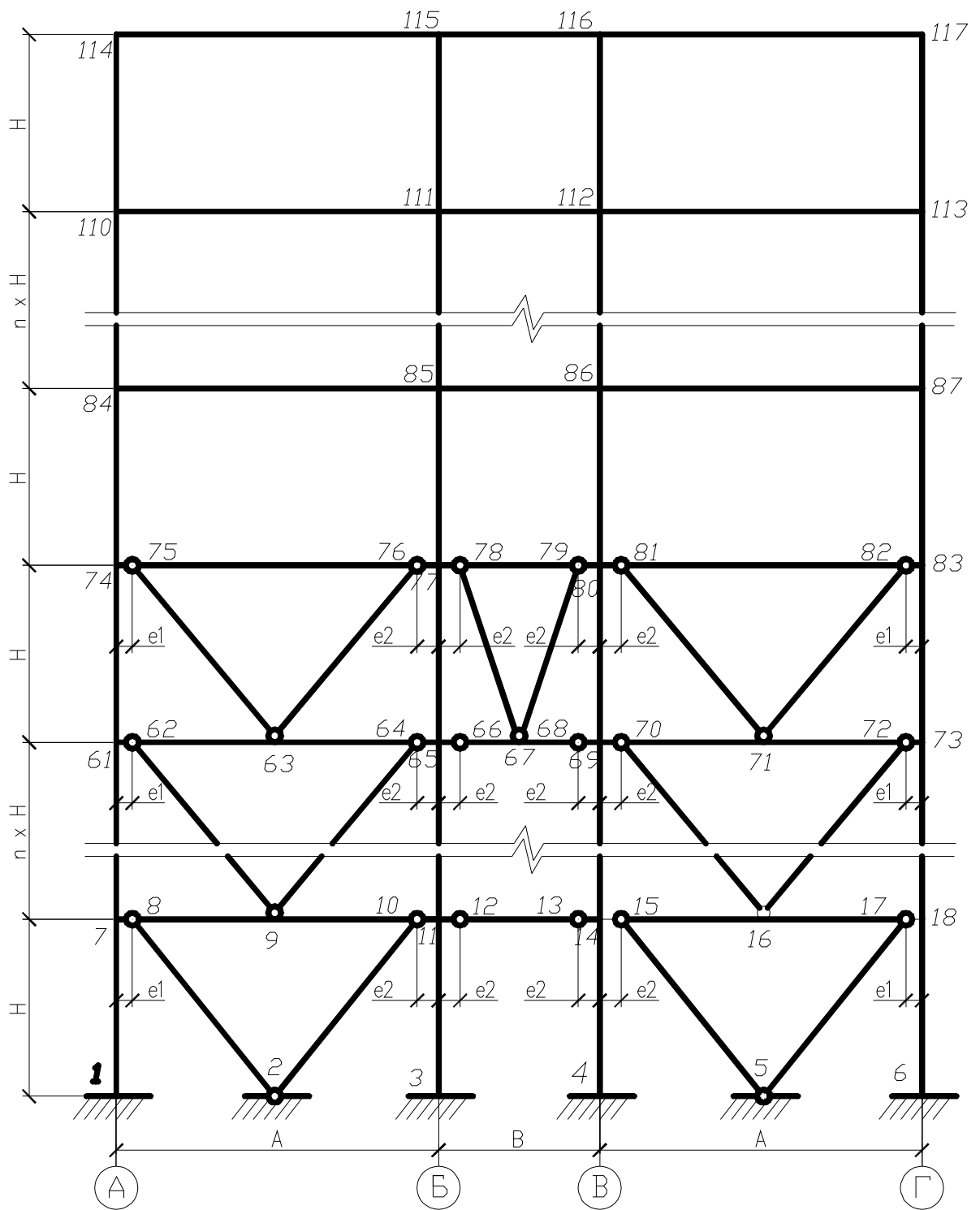


Рис.3.2. Пример расчетной схемы каркаса многоэтажного здания.

### 3.3. Основы расчета многоэтажных каркасных зданий на сейсмические воздействия.

Сейсмические воздействия в пространстве могут быть расположены произвольно. Для большинства зданий и сооружений, рассчитываемых на сейсмические воздействия, сейсмические силы, как правило, принимаются действующими горизонтально.

Вертикальные воздействия сейсмических сил являются менее опасными для зданий.

Расчет заключается в исследовании здания при кинематическом перемещении его фундамента.

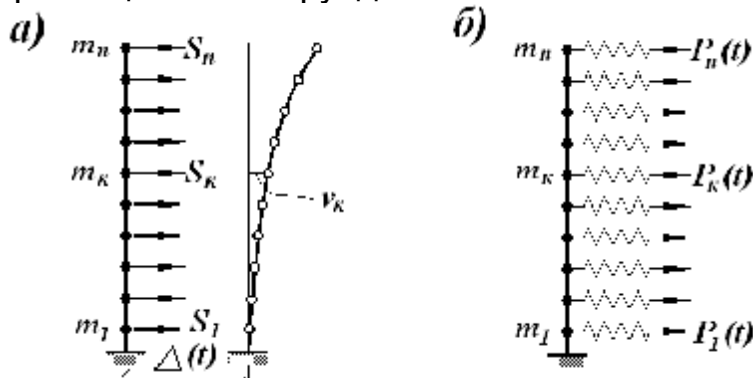


Рис.3.3. К расчету здания на сейсмические воздействия. *a* – расчет на изменяющееся во времени смещение основания; *б* – расчет на заданные возмущающие силы.

Поведение системы можно описать системой дифференциальных уравнений, каждое из которых представляет собой полное перемещение соответствующей массы (см. рис.3.3.*a*)

$$- d_{k1} \dot{m}_1 \dot{y}_1'' - d_{k2} \dot{m}_2 \dot{y}_2'' - \dots - d_{kn} \dot{m}_n \dot{y}_n'' + D(t) = y_k \quad (3.4)$$

Здесь:  $d_{ki}$  - перемещение «*k*»- ой массы при действии на «*i*»- ый узел инерционной силы равной единице;  $m_i$  - «*i*»- ая масса;  $y_i$  - перемещение «*i*»- ой массы.

Кроме того, перемещение «*i*»- ой массы можно представить в виде:

$$y_i = D(t) + v_i, \quad (3.5)$$

где  $D(t)$  - перемещение основания вследствие сейсмического толчка;

$v_i$  - перемещение «*i*»- ой массы вследствие изгиба стойки (здания).

Система дифференциальных уравнений с учетом последнего будет:

$$v_k = S_{k1} \cdot [-m_1 \cdot D''(t) - m_1 \cdot v_1''] + S_{k2} \cdot [-m_2 \cdot D''(t) - m_2 \cdot v_2''] + \dots + S_{kn} \cdot [-m_n \cdot D''(t) - m_n \cdot v_n''] \quad (3.6)$$

Но часть инерционной силы  $[-m_i \cdot D''(t)]$  по сути величина заданная. Это обстоятельство позволяет свести задачу о вынужденном смещении к задаче о действии заданных сил (рис.3.3 б).

Полагая движение грунта гармоническим и то, что в начальный момент движения ускорение достигает максимума при нулевой скорости,  $D(t)$  представляется в виде:

$$D(t) = a_0 \cdot \cos qt, \quad (3.7)$$

где  $a_0$  - амплитуда колебания грунта;

$q$  - угловая частота колебания грунта.

Таким образом, заданные инерционные силы:

$$P_i = -m_i \cdot D''(t) = m_i \cdot a_0 \cdot q^2 \cos qt \quad (3.8)$$

Движение каждой массы в последней системе описывается уравнением:

$$v_i = a_i \cdot \sin qt \quad (3.9)$$

Отсюда:

$$v_i' = a_i \cdot q \cdot \cos qt; \quad v_i'' = -a_i \cdot q^2 \cdot \sin qt = -v_i \cdot q^2$$

Окончательно система уравнений будет выглядеть так:

$$d_{k1} \cdot x_1 + d_{k2} \cdot x_2 + \dots + d_{kk} \cdot x_k + \dots + d_{kn} \cdot x_n + \frac{1}{m_k \cdot q^2} \cdot \ddot{x}_k + \dots = 0 \quad (3.10)$$

$$+ d_{k1} \cdot m_1 \cdot a_0 \cdot q^2 + d_{k2} \cdot m_2 \cdot a_0 \cdot q^2 + \dots + d_{kn} \cdot m_n \cdot a_0 \cdot q^2 + D_{kp} = 0$$

здесь  $x_i = -m_i \cdot v_i'' = m_i \cdot v_i \cdot q^2$  - амплитудное значение неизвестной части инерционной силы;  $m_i \cdot a_0 \cdot q^2$  - амплитудное значение известной части инерционной силы;  $D_{kp}$  - перемещение по направлению «к» от амплитудных значений  $P_i$ .

Система решается относительно  $x_i$  и в дальнейшем рассматривается изгиб стержня (здания) при действии на его массы полного амплитудного значения инерционной силы ( $x_i + P_i$ ).

Более подробно о методах расчета зданий и сооружений на сейсмические воздействия см. [1], [4], [5], [6].

В рамках курсового проекта все расчеты на сейсмические воздействия следует выполнить с использованием пакета прикладных программ «ЛИРА».

### 3.3. Основы расчета многоэтажных каркасных зданий на действие ветра.

Расчет здания на статическую и динамическую составляющие ветровой нагрузки заключается в решении динамической задачи о вынужденных колебаниях системы (здания) при действии пульсирующего воздействия порывистого ветра.

Пульсирующее воздействие ветровой нагрузки может быть представлено в виде:

$$P_i(t) = P_{iv} + P_{iv_n}(t) = P_{iv} + P_{iv_n} \cdot \sin qt, \quad (3.11)$$

где  $P_{iv}$  - статическая составляющая ветровой нагрузки;

$P_{iv_n}$  - амплитудное значение динамической составляющей ветровой нагрузки;  $q$  - круговая частота пульсации.

Расчетной схемой служит система, изображенная на рис.3.3 б.

Перемещения и усилия в системе, вызванные воздействием  $P_{iv}$  могут определяться известными методами статического расчета.

Пульсационная часть  $P_{iv_n} \cdot \sin qt$  рассматривается как совокупность заданных виброционных гармонических нагрузок. Разрешающая система уравнений такая же, как (3.10), где  $D_{kp}$  - перемещение по направлению «к» от амплитудных значений динамической составляющей ветровой нагрузки. Эта система решается относительно  $x_i$  и в дальнейшем рассматривается изгиб стержня (здания) при действии на него: амплитудных значений  $x_i$ ; амплитудных значений  $P_{iv_n}$ ; сил  $P_{iv}$ .

Более подробно о методах расчета зданий и сооружений на ветровую нагрузку см. [2], [4], [7], [8].

При курсовом проектировании расчет здания на динамическую составляющую ветровой нагрузки выполняется с использованием пакета прикладных программ «ЛИРА».

Кроме рассмотренного динамического воздействия ветровой нагрузки возможны и другие: боковое раскачивание аэродинамически неустойчивых гибких зданий; галопирование зданий плохо обтекаемой формы, вследствие резкого изменения боковой возмущающей силы при малых изменениях направления ветра. Методы учета таких воздействий разработаны недостаточно.

## 4. Конструирование стального каркаса.

### 4.1. Конструктивные элементы каркаса.

#### 4.1.1. Колонны.

Наиболее часто применяемые типы сечения колонн многоэтажных зданий представлены на рис.4.1.

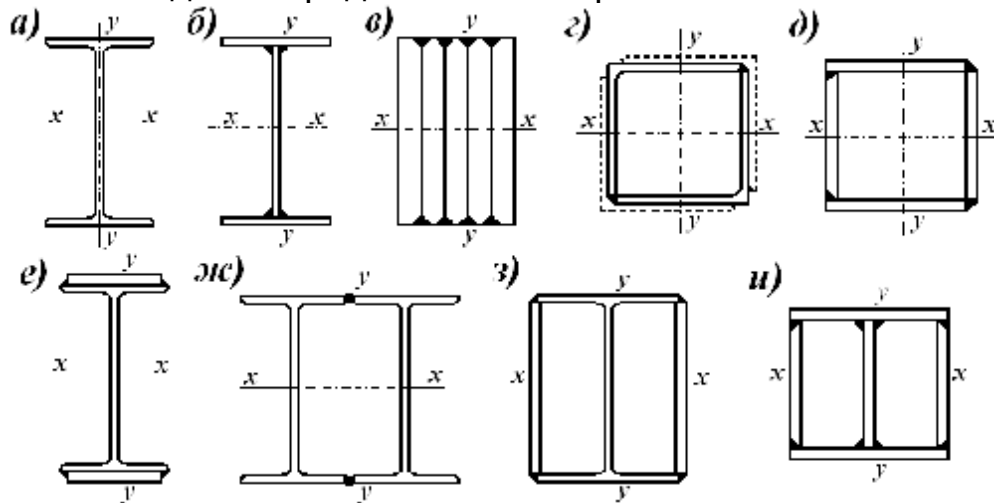


Рис.4.1. Сечения колонн многоэтажных зданий.

Сечения *а*, *б*, *е* целесообразно применять при значительных изгибающих моментах относительно оси  $x - x$  и сравнительно небольших продольных силах (до 800 т); сечение *в* – при больших сжимающих усилиях (до 5000 т) и небольших расчетных длинах; сечения *д*, *ж*, *з*, *и* – при значительных усилиях и расчетных длинах.

Выбирая тип колонны необходимо учитывать экономические и технологические требования и стремиться к минимальному стеснению внутренних помещений.

Как правило, колонна представляет собой внецентренно – сжатый стержень, подбор сечения которого изложен в [3], [9]. При этом, при определении расчетных длин следует руководствоваться указаниями п.п.6.9\* и 6.10\* [9].

Например, рассмотрим раму, представленную на рис.2.3 *а*. Часть рамы в семь этажей следует считать несвободной рамой с шарнирно примыкающими ригелями и жестким защемлением внизу, так как система связей (диафрагм) препятствует перемещениям узлов сопряжения ригелей с колоннами в плоскости рамы. В этом случае коэффициент расчетной длины определяется по формуле:



$$m = \sqrt{\frac{1 + 0,46 \times (p + n) + 0,18 \times p \times n}{1 + 0,93 \times (p + n) + 0,71 \times p \times n}}, \quad (4.1)$$

где: для средних колонн верхнего этажа этой части рамы-

$$p = 0,5 \times (p_1 + p_2); \quad n = n_1 + n_2;$$

для средних колонн всех средних этажей этой части рамы-

$$p = 0,5 \times (p_1 + p_2); \quad n = 0,5 \times (n_1 + n_2);$$

для средних колонн нижнего этажа этой части рамы-

$$p = p_1 + p_2; \quad n = 0,5 \times (n_1 + n_2).$$

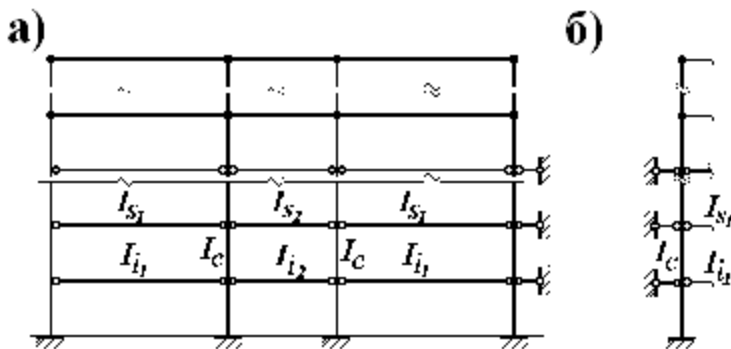


Рис.4.2. Схема для определения расчетных длин колонн. а- для средних колонн; б- для крайних колонн.

Для средних колонн:

$$n_1 = \frac{I_{S1} \cdot h}{l_1 \cdot I_C}; \quad n_2 = \frac{I_{S2} \cdot h}{l_2 \cdot I_C}$$

$$p_1 = \frac{I_{i1} \cdot h}{l_1 \cdot I_C}; \quad p_2 = \frac{I_{i2} \cdot h}{l_2 \cdot I_C}$$

Для крайних колонн:

$$n_2 = 0; \quad p_2 = 0;$$

$$n = n_1; \quad p = p_1$$

В нашем случае, колонны верхнего и всех средних этажей объединены шарнирно опирающимися ригелями, т.е.  $I_{S_i} = I_{i_i} = 0$ . Следовательно, для всех указанных колонн  $m = 1$ , а расчетная длина в плоскости рамы  $l_{ef} = m \cdot h = h$ .

Для колонн первого этажа  $I_S = 0$ ;  $I_{i_i} = \neq$ . Значит  $n = 0$ ;  $p = 50$ , а  $m = 0,71$ .

Остальные верхние этажи составляют свободную раму с жестким примыканием ригелей. Так как её узлы имеют свободу перемещений в плоскости рамы, следует воспользоваться формулами табл.17, а [9].

#### 4.1.2. Балки и ригели.

При пролетах до 12 м ригели и балки проектируют сплошными из обычных, широкополочных и сварных двутавров. В легких каркасах ригели выполняются иногда из парных швеллеров, охватывающих колонны. Сплошные балки коробчатого сечения применяются при больших поперечных силах и при необходимости

увеличения боковой жесткости.

При размещении инженерных коммуникаций в пределах высоты перекрытия целесообразны перфорированные балки, а при пролетах более 12 м – и фермы.

Подбор сечений несущих балок покрытия, перекрытий и ригелей каркаса не отличаются от подбора сечений обычных балок и изложен в [3], [9], [11]. В отличие от одноэтажных зданий, в каркасах многоэтажных зданий стремятся уменьшить высоту перекрытия за счет уменьшения высоты балок и ригелей, креплением балок на одном уровне и т.п.

#### 4.1.3. Связевые конструкции.

Раскосы стальных связевых ферм проектируют обычно из парных уголков, прямоугольных и круглых труб, а при больших продольных усилиях – двутаврового или коробчатого сечения. Подбор сечений раскосов связевых ферм не отличаются от подбора сечений обычных ферм и изложен в [3], [9].

#### 4.1.4. Размещение стыков и членение конструкций на отправочные, монтажные элементы и блоки.

Членение конструкций на отправочные элементы должно обеспечивать максимальную степень их заводской готовности, достижимую при имеющихся ограничениях грузоподъемных и транспортных средств на вес и габариты элементов с учетом требований экономичности перевозки.

Наиболее часто используют схему с линейными отправочными элементами, обеспечивающую наилучшее использование транспортных средств и складских площадей.

Применение в рамных системах плоскостных отправочных элементов с консолями позволяет более просто выполнить монтажные стыки в сечениях с меньшими изгибающими моментами.

Для удобства монтажа и по условиям унификации стыки колонн размещают на одном горизонтальном уровне выше ригеля на  $0,6 - 1$  м, а стыки ригелей – на одной вертикали. Длина колонн в отправочных элементах соответствует двум-трем этажам.

Для ускорения и повышения качества монтажа отправочные элементы укрупняют в монтажные блоки весом 150 – 200 кН в специальных стендах и кондукторах, обеспечивающих высокую точность укрупнительной сборки. Монтажные блоки могут быть плоскостными и пространственными.

## 4.2. Основные узлы стального каркаса.

### 4.2.1. Стыки колонн.

Выбор конструкции стыка зависит от соотношения между наибольшим эксцентриситетом  $e = M / N$ , вычисленным для комбинации типа  $M_{max}, N_{соотв}$  и  $N_{min}, M_{соотв}$ , и ядровым расстоянием сечения  $r$ .

В связевых, рамно-связевых системах эксцентриситеты относительно невелики ( $e \leq r$ ), растягивающие напряжения в сечении стыка не возникают, и стык выполняется как для центрально-сжатой колонны, согласно рис.4.3.

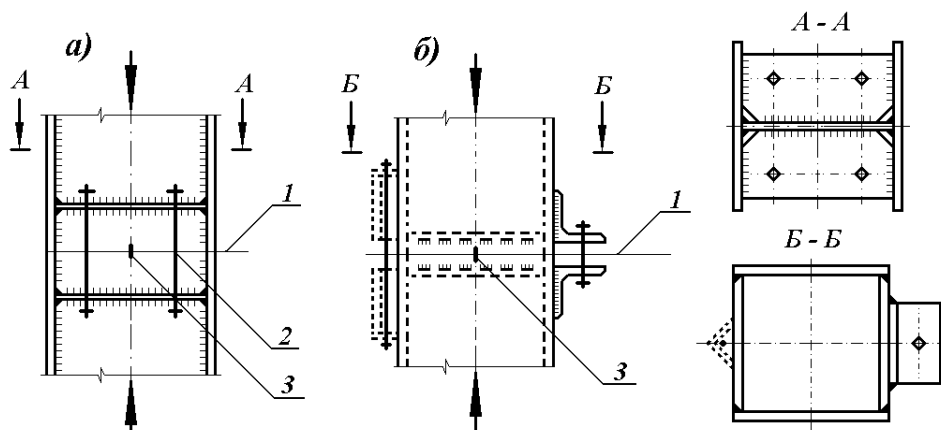


Рис.4.3. Сжатый стык колонны. 1- плоскость фрезерования торцов; 2- стяжной болт; 3- установочная риска.

Стыки колонн рамных систем при относительно больших эксцентриситетах ( $e > r$ ) испытывают растягивающие напряжения и могут быть решены болтовыми или сварными. Примеры выполнения таких узлов приведены на рис.4.4.

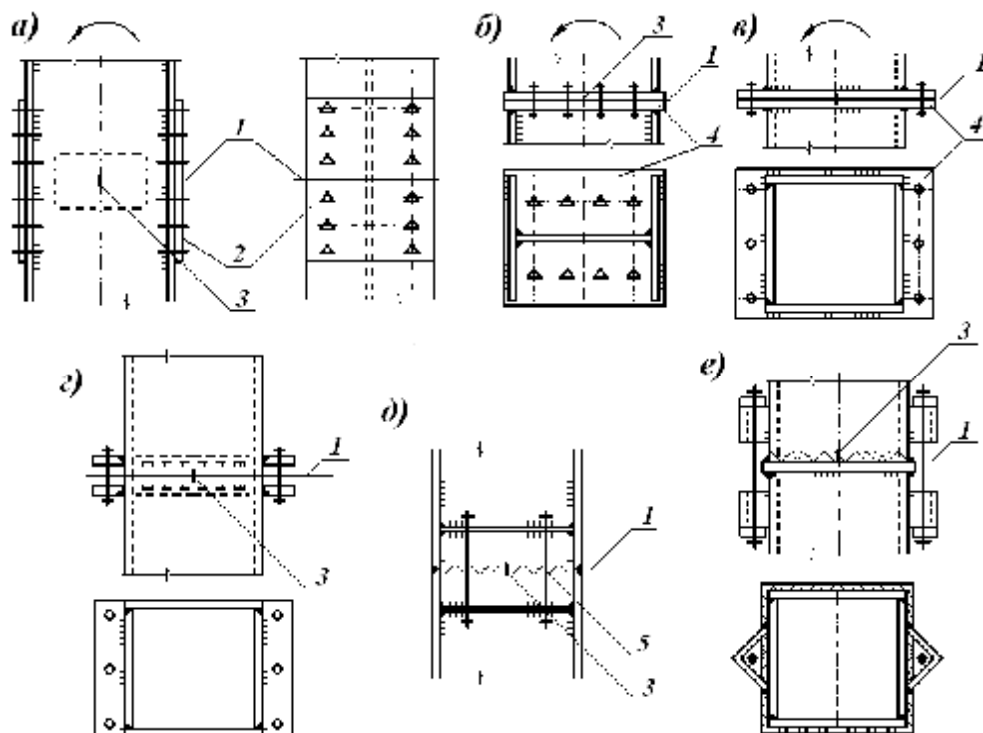


Рис.4.4. Стыки колонн при относительно больших эксцентриситетах. *а, б, в, г* – болтовые; *д, е* – сварные. *1*- плоскость фрезерования; *2*- накладка; *3*- установочная риска; *4*-фланец; *5*- установочный болт.

#### 4.2.2. Базы колонн.

В каркасах многоэтажных зданий применяют, как правило, базы для безвыверочного монтажа колонн. Плита базы изготавливается как отдельный отправочный элемент с фрезерованной или строганной верхней поверхностью, заранее устанавливается на фундамент по разбивочным осям, выверяется с помощью установочных болтов по отметкам и уклонам, подливается цементным раствором или бетоном на мелком гравии. Колонна с фрезерованным торцом устанавливается в проектное положение по рискам и закрепляется анкерными болтами.

Если изгибающие моменты относительно малы, анкерные болты не работают или испытывают небольшие растягивающие напряжения и ставятся по конструктивным соображениям, а их крепление к колонне осуществляется через ребро жесткости или коротыши из уголков.

При значительных изгибающих моментах возможно решения базы по рис.4.5.

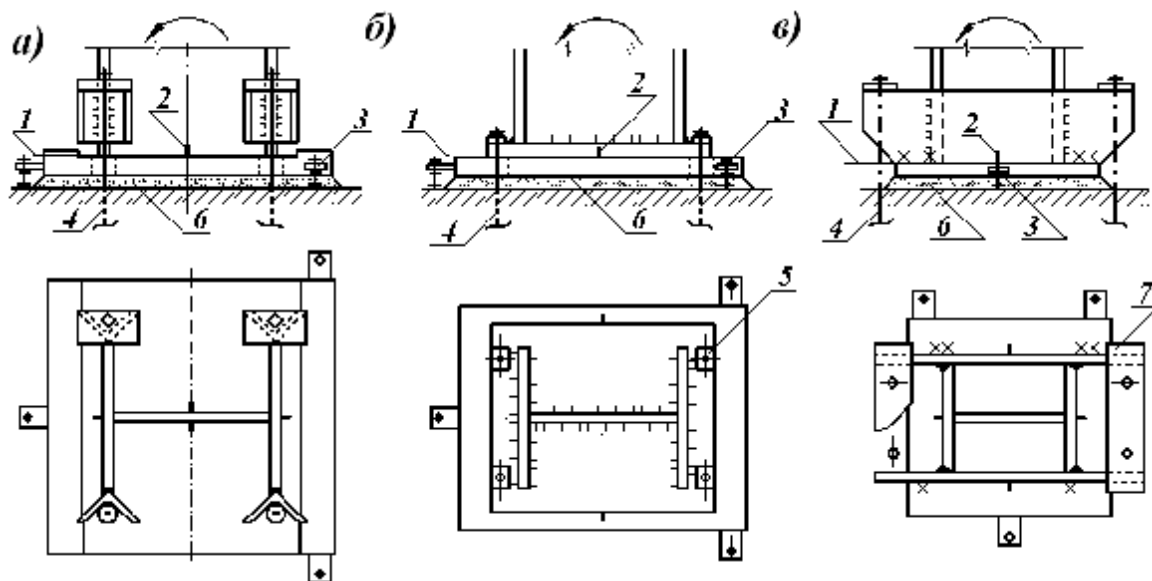


Рис.4.5. Базы колонн при больших изгибающих моментах. 1- плоскость фрезерования; 2- установочная риска; 3- установочный болт; 4- анкерный болт; 5- шайба; 6- подливка; 7- анкерная плитка.

Если при относительно небольшом плече (рис.4.5 а, б) анкерные болты имеют приемлемый диаметр (не более 42 мм), то их размещают в пределах плиты. В противном случае выводят за пределы плиты при помощи траверс (рис.4.5 в).

#### 4.2.3. Прикрепление балок к колоннам.

Тип прикрепления определяется выбором конструктивной системы каркаса. Связевым системам соответствует шарнирное прикрепление, рамным – жесткое, рамно-связевым – полужесткое.

Примеры конструктивных решений шарнирного прикрепления балок к колонне показаны на рис.4.6.

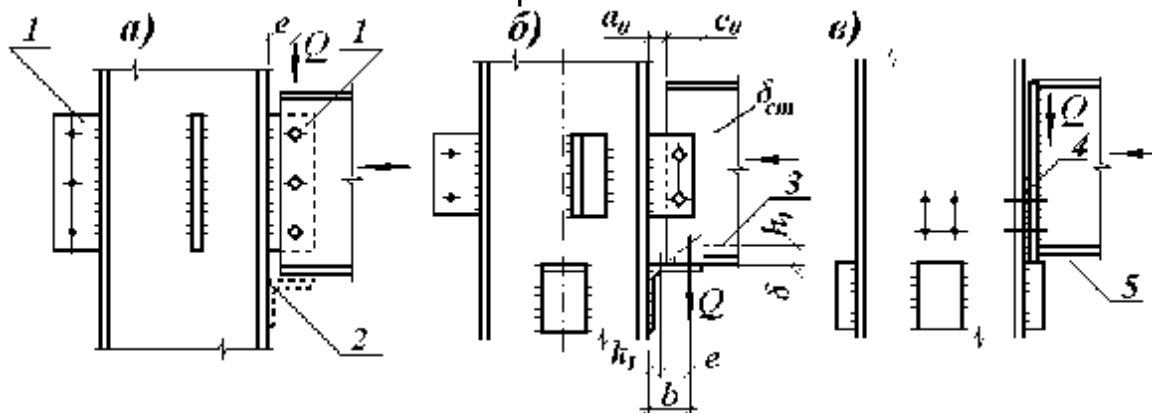


Рис.4.6. Шарнирное прикрепление балок к колоннам.

1 – вертикальное ребро; 2 – монтажный столик; 3 – начало

закругления; 4 – прокладка; 5 – плоскость обработки.

Основные усилия для расчета прикрепления – поперечная сила в опорном сечении  $Q$  и продольная сила  $N$ . В узле возникают лишь небольшие изгибающие моменты, влияние которых учитывают при расчете болтов повышающим коэффициентом  $1,2 - 1,3$  к силе  $Q$ .

В узле  $a$  вертикальное ребро и швы следует рассчитывать на силу  $Q$ , момент  $Q \cdot e$ , силу  $N$ .

В узле  $b$  распределение контактных напряжений можно принять по треугольной эпюре. Тогда:

$$e = a_0 + 2 \cdot (c_0 - k_1) / 3, \text{ где } c_0 \text{ должно быть } c_0 \approx Q / (d_{cm} \cdot R) - h_1.$$

Если  $e \approx (9 \cdot Q) / (8 \cdot l_{yz} \cdot R)$ , то толщина полки определяется из условия её сопротивления изгибу:

$$d = \sqrt{(6 \cdot Q \cdot e) / (l_{yz} \cdot R)},$$

а в противном случае – из условия сопротивления срезу:

$$d = (3 \cdot Q) / (2 \cdot l_{yz} \cdot R_{cp}),$$

где  $l_{yz}$  - длина уголка.

При опорных давлениях более  $120 \div 150 \text{ кН}$  используются варианты столика с вертикальными ребрами. Прикрепление столика к колонне следует проверить на силу  $Q$  и момент  $Q \cdot (b - c_0 / 3)$ . Болты, соединяющие стенку балки с колонной, рассчитывают на продольную силу.

Преимуществом узла  $b$  является более четкая передача значительных опорных давлений

Примеры жесткого прикрепления балок к колонне при помощи болтов представлены на рис.4.7.

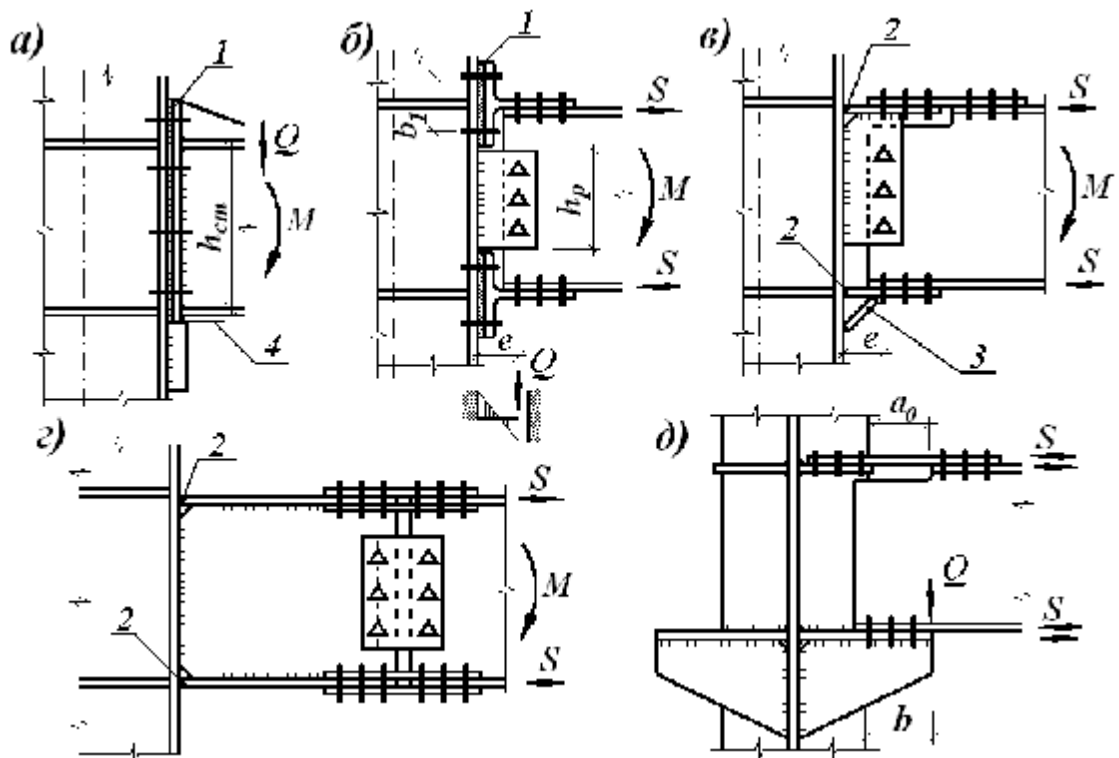


Рис.4.7. Жесткое крепление балки двутаврового сечения к колонне на болтах. а – в – крепление к полке колонны; г – крепление с выносным стыком; д – крепление к стенке колонны. 1 – прокладка; 2 – заводской сварной шов; 3 – подкос из листа; 4 – плоскость обработки.

Основные усилия для расчета жесткого прикрепления – поперечная сила  $Q$  и изгибающий момент  $M$  в опорном сечении ригеля рамной системы. Продольные силы  $N$  в ригелях невелики и обычно не учитываются.

В прикреплении рис.4.7 а сварные швы столика рассчитывают на силу  $Q$  общепринятым приемом, растягивающее усилие в наиболее напряженном крайнем ряду болтов определяют по моменту  $M$  в обычном предположении жесткого поворота всего соединения относительно оси противоположного крайнего ряда болтов, фланец рассчитывают на изгиб. Из рассмотрения возможных схем предельного равновесия изгибаемого фланца требуемая его толщина приблизительно равна:

$$d \gg 1,1 \cdot \sqrt{\frac{4 \cdot b_0}{3 \cdot (2 \cdot b + h_{cm})} \cdot \frac{M}{h_{cm} \cdot R}}, \text{ но не менее } d \geq b_0 / 6,$$

где  $b$  - ширина фланца;  $b_0$  - размер между вертикальными рисками болтов.

При развитии фланца за пределы высоты балки с

подкрепляющим ребром и установке дополнительного горизонтального ряда болтов на расстоянии  $b_0/2$  от грани балки значение  $d$ , вычисленное по формуле, можно уменьшить в  $\sqrt{1 + 4 \cdot b_0 / h_{cm}}$  раз.

В узле  $\delta$  болтовое соединение стенки балки с вертикальным ребром рассчитывают на силу  $Q$  и часть опорного момента, передающуюся стенкой на ребро и равную  $M \cdot I_p / I_\delta$  (где  $I_\delta$  - момент инерции всего сечения балки;  $I_p = d_{cm} \cdot h_p^3 / 12$  - момент инерции части сечения стенки высотой  $h_p$ ). Само ребро и швы его соединения с колонной следует проверить на силу  $Q$  и больший из двух моментов:  $M_p' = Q \cdot e$ ;  $M_p'' = M \cdot (I_p / I_\delta) + Q \cdot e / 2$ . Болты, соединяющие отрезки тавров с балкой и колонной, рассчитывают (с небольшим запасом) на пару сил  $S = M / h$ . Профиль тавра подбирают по двум условиям: требуемую толщину его стенки - по площади, необходимой для передачи усилия  $S$  требуемую толщину полки определяют расчетом на изгиб балочной защемленной пластинки пролетом  $b_1$ , и принимают не менее  $b_1 / 6$ .

Усилия для расчета прикреплений  $\epsilon$ ,  $\delta$  определяют аналогично, при этом в узле  $\delta$ , соединение консольных столиков с колонной проверяется на совместное действие опорного давления балки  $Q$ , приложенного с эксцентриситетом  $b$  (с некоторым запасом) и усилия  $S$ .

В узле  $\zeta$  выносной стык балки рассчитывают по общепринятым правилам, а соединение консоли с колонной как сварной стык на совместное действие  $Q$  и  $M$ .

В рассмотренных узлах при различных опорных моментах справа и слева от узла ( $M_2 > M_1$ ), особенно при кососимметричной схеме их приложения (рис.4.8 а), в стенке колонны возникают значительные касательные напряжения. Поэтому необходимо проверить прочность стенки:

$$t = \frac{S_2 + S_1 - Q'}{d_{cm}' \cdot h_{cm}'} \cdot \gamma_c \cdot R_{cp}; \quad S_{npue} = \sqrt{S^2 + 3 \cdot t^2} \cdot \gamma_c \cdot R,$$

где  $S_2 = M_2 / h$ ;  $S_1 = M_1 / h$ ;  $Q'$  - поперечная сила в колонне;  $s$  - краевое нормальное напряжение в стенке.

Если хотя бы одна из проверок не выполняется, следует увеличить толщину стенки или применить местное ее усиление в виде утолщенной вставки, выведенной за пределы узла на 100 —



150 мм, или поставить дополнительное диагональное ребро жесткости.

В двутавровых колоннах из достаточно толстых листов можно отказаться от поперечных ребер жесткости в узле, что снижает трудоемкость изготовления и упрощает размещение инженерных коммуникаций в пределах габарита сечения колонны. В этом случае стенка должна удовлетворять условиям прочности с учетом местных напряжений  $S_M$  (рис.4.8 б).

$$S_M = \frac{S_2}{d'_{cm} \cdot z'} \cdot g_c \cdot R; \quad z' = d_n + 5 \cdot h_1;$$

$$S_{npus} = \sqrt{S^2 + S_M^2 - S \cdot S_M + 3 \cdot t^2} \cdot g_c \cdot R,$$

где  $S$  и  $S_M$  имеют разные знаки (сжатие, растяжение), а по условиям местной устойчивости стенки в сжатой зоне должно быть:

$$h'_{cm} / d'_{cm} \leq 30 \cdot \sqrt{210 / R},$$

где  $R$  - расчетное сопротивление, МПа.

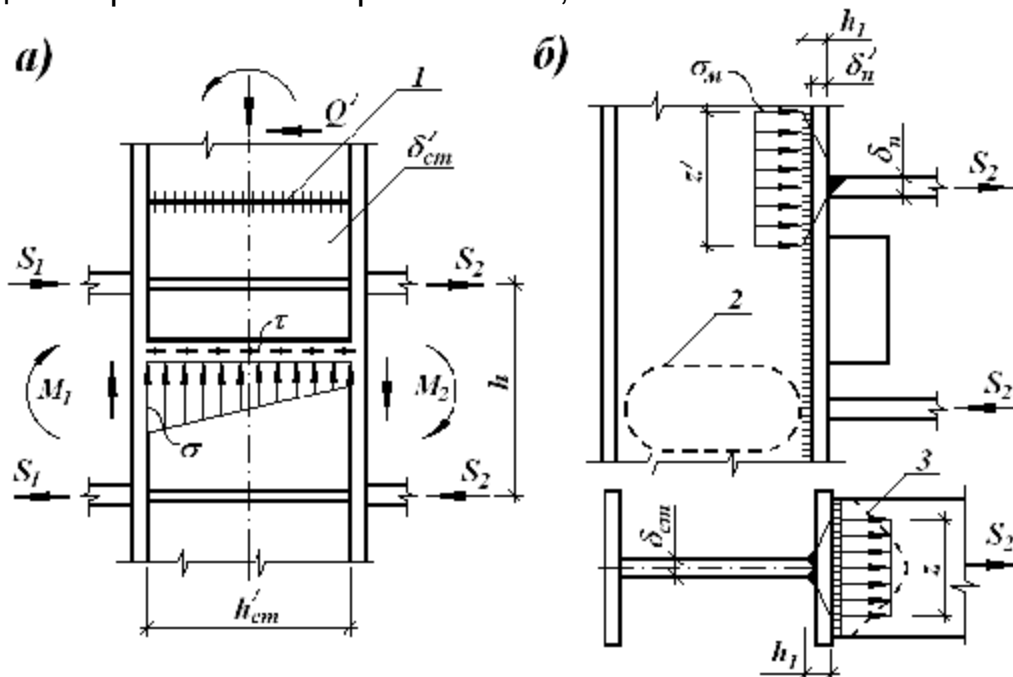


Рис.4.8. К расчету рамного узла. а – с поперечными ребрами жесткости; б – без ребер; 1 – стык в месте утолщения стенки; 2 – сжатая зона стенки; 3 – характер фактической эпюры напряжений в сварном шве.

Кроме того, необходимо проверить прочность стыкового шва в соединении полки балки (или горизонтальной накладки) с колонной, учитывая снижение его расчетной длины до значения  $z$  ввиду податливости полки колонны

$$S_{ш} = \frac{S_2}{d_n \cdot z} \cdot g_c \cdot R_p^{c6}$$

где  $z = d_{cm}' + 5 \cdot h_1$

При этом толщина полки колонны из ее расчета на изгиб методом предельного равновесия (без учета условий совместности деформаций) должна удовлетворять соотношению  $S_n' \approx 0,4 \cdot \sqrt{S_2 / R}$ , где  $R$  - расчетное сопротивление материала полки.

На рис.4.9 приведены примеры жестких прикреплений балок к колоннам на монтажной сварке.

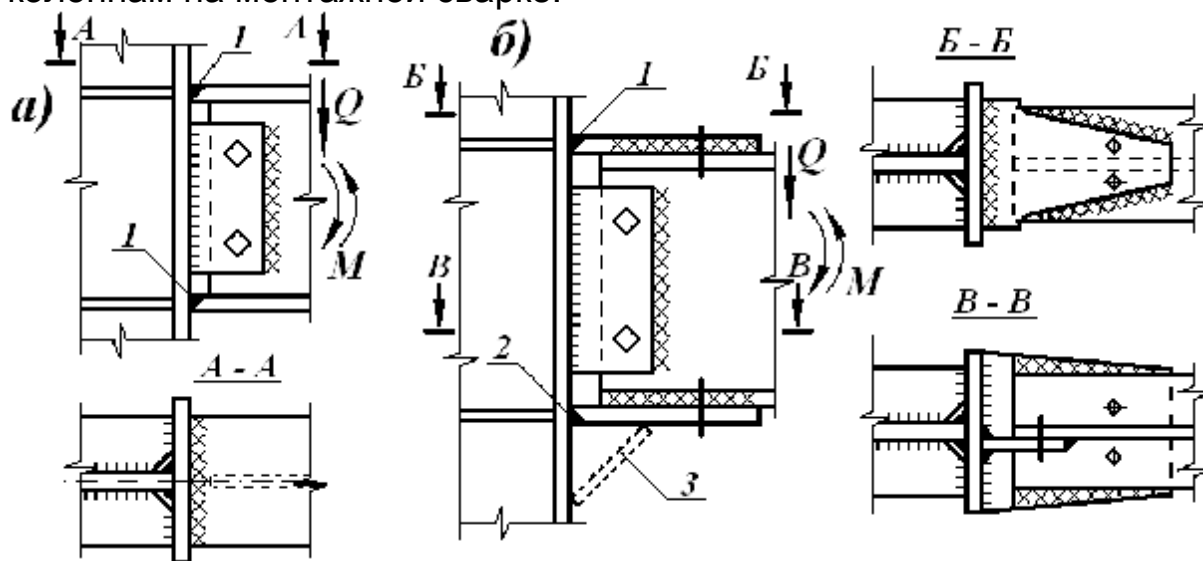


Рис.4.9. Жесткое прикрепление балок к колоннам на монтажной сварке. 1 – монтажный сварной шов; 2 - заводской сварной шов; 3 – подкос из листа.

Прикрепление по рис.4.9 а имеет минимальное число сварных швов и дополнительных деталей, но предъявляет повышенные требования к точности изготовления и монтажа конструкций. Кроме того, если сечение балки подобрано по опорному моменту, растянутая полка балки и стыковой шов должны быть равнопрочными, что требует тщательного выполнения, обработки и контроля шва или местного уширения полки для увеличения длины стыкового шва.

Другие решения сварных узлов, с промежуточными деталями, лучше приспособлены к условиям монтажа в отношении возможной компенсации отклонений от проектных размеров, однако в них существенно возрастает объем наплавленного металла.

Расчет соединений, ребер, накладок, проверка стенки колонны выполняются в сварных узлах по усилиям, определяемым так же, как и для жестких прикреплений на болтах.

Исследования показали, что эти узлы обладают высокой жесткостью и несущей способностью и обеспечивают возможность расчета рамных систем в упругопластической стадии. Податливость узлов, особенно при кососимметричном нагружении опорными моментами, в значительной мере определяется сдвиговыми деформациями стенки колонны. Укрепление стенки повышает жесткость узла в целом, но увеличивает вероятность разрушения растянутых стыковых швов в прикреплении полок балки (или горизонтальных накладок) к колонне.

Гибкое прикрепление балок к колоннам (рис.4.10), характерное для рамно-связевых систем, может быть образовано из свободного прикрепления с использованием более жестких соединений – высокопрочных болтов и монтажной сварки, а также из жесткого прикрепления с заменой соединений на более гибкие – фланцы уменьшенной толщины, гибкие уголки, тонкие горизонтальные накладки. Последнее решение часто применяется в рамно-связевых железобетонных или смешанных каркасах. Для элементов гибких прикреплений допускается, как правило, работа в упругопластической стадии, поэтому их следует выполнять из сталей с четко выраженной площадкой текучести.

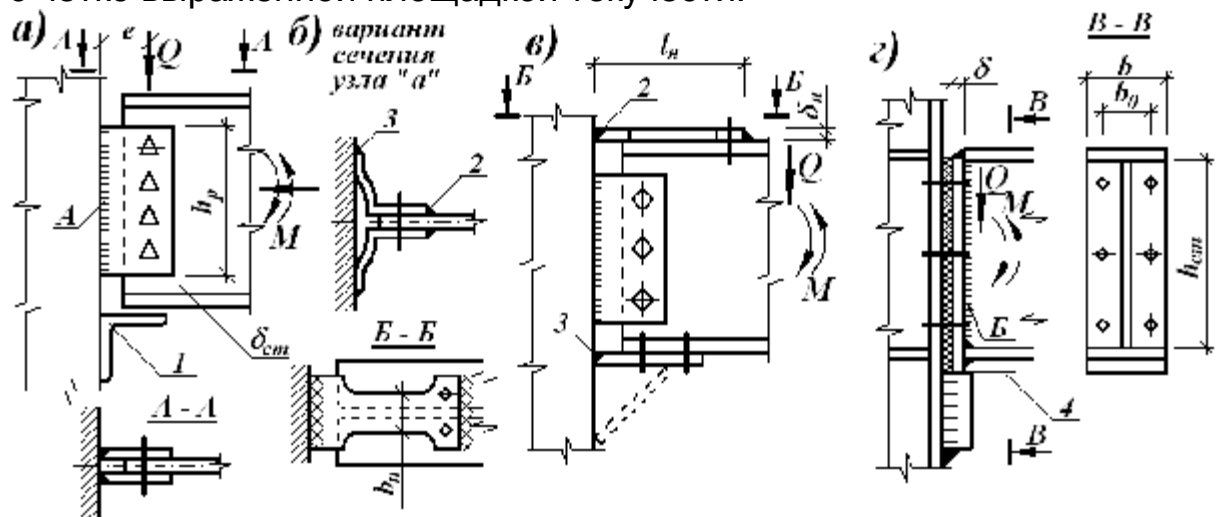


Рис.4.10. Гибкое прикрепление балки к колонне. 1 – монтажный столик; 2 – монтажный сварной шов; 3 - заводской сварной шов; 4 – плоскость обработки.

Для расчета гибкого прикрепления нужно знать предельный пластический момент  $M_{пл}$ , характеризующий несущую способность узла. Эта величина зависит от многих трудно учитываемых факторов

(сложные условия деформирования фланцев, гибких уголков и других деталей, неопределенность предела текучести стали), поэтому ее оценивают приближенно, с упрощенными предпосылками.

Для узлов *a*, *б* с вертикальными ребрами, толщина которых не менее толщины стенки балки, пластический момент узла принимается как для части стенки высотой  $h_p$ :

$$M_{nl} = \frac{d_{cm} \cdot h_p^2}{4} \cdot k \cdot R,$$

где  $k = k_{min} = 1$ , если оценивается минимальное вероятное значение предела текучести стенки;  $k = k_{max} = 1,6$ , если учитывается наибольшее вероятное значение предела текучести.

Для узла *з*, задаваясь толщиной фланца  $d$  ( $8 \div 14$  мм) и исходя из приближенных схем его предельного равновесия при изгибе:

$$M_{nl} = \frac{3}{4} \cdot \frac{2 \cdot b + h_{cm}}{b_0} \cdot h_{cm} \cdot d^2 \cdot k \cdot R$$

где -  $b$ ,  $b_0$ ,  $h_{cm}$  - см. рис.4.10 *з*.

Для узла *в*, который дает наиболее чёткое решение, задаваясь шириной  $b_H$  и толщиной  $d_H$  накладки:

$$M_{nl} = d_H \cdot b_H \cdot h \cdot k \cdot R$$

Причем по условию местной устойчивости должно быть:

$$d_H > (l_H / 25) \cdot \sqrt{210 / R}.$$

Значениям  $k_{min}$  и  $k_{max}$  соответствуют для каждого узла два значения пластического момента:  $M_{nl}^{min}$  и  $M_{nl}^{max}$ . При расчете соединений и деталей узлов, а также балок и колонн рамно-связевой системы выбирается то значение пластического момента, которое для рассматриваемого случая более неблагоприятно (для узлов, как правило, максимальное значение).

Так, в узлах *a*, *б* шов *A* и сечение ребра рассчитывают на совместное действие силы  $Q$  и момента  $Q \cdot e + M_{nl}^{max}$ , высокопрочные болты – на силу  $Q$  и момент  $M_{nl}^{max}$ . В узле *з* шов *Б*, прикрепляющий опорное ребро к стенке балки, проверяют на силу  $Q$  и пластический момент фланца  $M_{nl}^{max}$ , в узле *в* болты и швы, передающие усилия с полок балки на колонну, рассчитывают на усилии  $M_{nl}^{max} / h$ . Если продольные силы в ригелях рамно-связевой системы значительны, их также следует учесть.

Обычно гибкие крепления проектируют таким образом, что значение  $M_{пл}^{min}$  составляет  $1/10 \div 1/5$  часть момента, воспринимаемого сечением балки. Это дает возможность при надлежащей расчетной проверке воспринять ветровые нагрузки на стадии монтажа, если крановая сборка колонн и балок опережает на  $3 \div 5$  этажей уровень замоноличивания перекрытий и бетонирования ствола жесткости.

#### Литература.

1. СНиП II-7-81 Строительство в сейсмических районах. М., 1982 г.
2. Металлические конструкции. Специальный курс. Под редакцией Е.И. Беленя. М, Стройиздат, 1982 г.
3. Металлические конструкции. Под редакцией Е.И. Беленя. М, 1986 г.
4. Кисилев В.А. Строительная механика. Специальный курс. М., 1969 г.
5. Поляков С.В. Сейсмостойкие конструкции зданий. М., «Высшая школа», 1983 г.
6. Сейсмостойкое строительство зданий. Под редакцией И.Л. Корчинского, М., «Высшая школа», 1971 г.
7. Руководство по расчету зданий и сооружений на действие ветра. / Госстрой СССР, ЦНИИСК им. Кучеренко, М., Стройиздат, 1978 г.
8. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия.
9. СНиП II-23-81\*. Стальные конструкции. М., 1990 г.
10. Руководство по проектированию одноэтажных и многоэтажных производственных зданий со стальным каркасом в сейсмических районах./ Госстрой СССР, ЦНИИпромзданий. М., 1977.