

МИНИСТЕРСТВО ВЫСШЕГО И СРЕДНЕГО СПЕЦИАЛЬНОГО ОБРАЗОВАНИЯ

Б С С Р

Брестский инженерно-строительный институт

Кафедра строительных конструкций

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ

по выполнению первого курсового проекта по курсу
"Железобетонные и каменные конструкции" для сту-
дентов специальности I202 - промышленное и граж-
данское строительство - вечерней и заочной формы
обучения

Ч А С Т Ь И

РАСЧЕТ СТЫКОВ ЭЛЕМЕНТОВ СБОРНОГО ПЕРЕКРЫТИЯ,

РАСЧЕТ КОЛОНЫ И ФУНДАМЕНТА.

Брест, 1976 г.

ПРЕДИСЛОВИЕ

Данные методические указания содержат теоретические сведения, необходимые для расчета стыков элементов сборного междуэтажного перекрытия, для расчета сборных колонн и центрально нагруженных фундаментов под колонны.

Учитывая, что для начинающего конструктора наибольшую трудность представляет правильный выбор расчетной схемы и сбор нагрузок на элементы, в данной работе большое внимание уделяется этим вопросам.

В работу включены подробные указания по конструированию элементов, по применению для стыкования сборных элементов наиболее прогрессивных видов сварки. Конструкции стыков рассматриваются такие, которые рекомендованы для применения в серии ИИ-20/70. Наряду с этим рассматривается конструкция более экономичного железобетонного стыка колонн, разработанного и внедряемого Моспроектom и Латгипростроем.

По ходу изложения материала анализируются ошибки, наиболее часто допускаемые студентами при расчете и конструировании тех или иных элементов.

В данной работе разделы написаны следующими авторами:

Раздел V - стыки сборных элементов железобетонного каркаса многоэтажных промышленных зданий - ст.препод. Еремеев Б.И.

Раздел IV - проектирование колонн и раздел VI - проектирование фундаментов - написаны совместно ст.препод. Еремеев Б.И. и доц. Рочняком О.А.

Р А З Д Е Л 17. ПРОЕКТИРОВАНИЕ КОЛОНЫ.

I. Основные принципы проектирования колонн.

В курсовом проекте может быть задана схема здания с укрупненной сеткой колонн в верхнем этаже (см. Рис. I Часть I) или с сеткой колонн одинаковой во всех этажах. В последнем случае покрытию решается аналогично междуэтажному перекрытию.

По серии ИИ 22-2/70 членение колонн принято через два этажа. Для зданий с высотой этажей 3,6 м разрезная колонна принята в двух вариантах : через два этажа и через три этажа. Колонны верхнего яруса предусмотрены высотой на один и на два этажа (в зависимости от того четное или нечетное количество этажей имеет здание). Стыки колонн располагаются на высоте 1600 мм от опорной консоли колонн, что обеспечивает размещение стыков на 500 или 900 мм выше уровня чистого пола (в зависимости от способа опирания панелей : поверху ригеля или на боковые полки ригеля). В курсовом проекте могут быть запроектированы колонны и с поэтажной разрезкой.

Конструкции типовых колонн в соответствии с серией ИИ 22-2/70 и конструкции стыков приведены в приложении № 2.

В указанной серии предусмотрены колонны двух сечений 400x400 и 400x600 мм. Бетон для колонн принимается марок 200; 300; 400; 500. Колонны разработаны для восприятия временной длительно действующей нагрузки от 500 до 2500 кг/м². В верхних этажах наряду с уменьшением марки бетона у некоторых марок колонн предусмотрено и уменьшение сечения с 400x600 до 400x400 мм.

В курсовом проекте сечение колонн может быть принято квадратное или прямоугольное. Размеры сечения принимаются кратными 50 мм, если размеры сечения не превышает 500 мм, и

и кратными 100 мм при размерах сечения ≥ 500 мм.

Чтобы избежать слишком большой гибкости колонн, их сечение следует принимать $\geq 300 \times 300$ мм.

Рабочая продольная арматура в типовых колоннах принята из стали класса А-III. В курсовом проекте в учебных целях может быть применена продольная арматура из сталей классов А-II и А-I.

Армирование колонн производится плоскими сварными каркасами, объединяемыми перед установкой в опалубку в пространственные каркасы (армирование колонн и конструкции каркасов смотри приложение 2). Количество продольной арматуры в сечении определяется коэффициентом армирования $M = \frac{F_a}{F_s}$ или процентом армирования $M\% = M \cdot 100$ (10% а)

По данным технико-экономических исследований оптимальный процент армирования для центрально сжатых элементов находится в пределах от 0,8 до 1,2.

В серии ИИ 22-2, утвержденной в 1964 г., с целью сохранения только двух размеров сечения колонн 40x40 см и 40x60 см (что связано с уменьшением количества типоразмеров колонн и ригелей) процент армирования колонн сечением 40x40 см достигал 1,9; 2,77 и даже 3%, а для колонн сечением 40x60 см, предназначенных для восприятия более тяжелых нагрузок, процент армирования достигал 1,51; 1,83; 2,68, и даже 3,86.

В серии ИИ 22-2/70, разработанной в 1970-1972 г.г. была введена для колонн марка бетона 500, за счет чего процент армирования был понижен.

В курсовом проекте, в случае, если процент армирования будет получен > 3 , необходимо изменить параметры колонны (позвистить марку бетона, увеличить размеры сечения, перейти

на арматуру более высокого класса). И наоборот, в случае, если процент армирования получится слишком низким, необходимо понизить параметры колонны. Минимально допустимые проценты армирования для центрально скатых железобетонных колонн $f_{min} \%$ приведены в таблице № 2. Если после изменения параметров колонны ξ армирования получится все равно менее f_{min} , то армирование принимается исходя из минимального процента

$$F_a = F_b \cdot f_{min} \quad (107)$$

где F_b - сечение колонны.

Расстояние в свету между продольными стержнями колонн должно быть не более 400 мм и не менее 50 мм при вертикальном бетонировании. При горизонтальном бетонировании это расстояние может быть уменьшено до 30 мм.

Величина защитного слоя бетона принимается в зависимости от диаметра продольной арматуры:

при $20 \text{ мм} < d \leq 32 \text{ мм}$ - не менее 25 мм
при $d > 32 \text{ мм}$ - не менее 30 мм

Поперечная арматура в колоннах принимается из ст.aley классов А-I и А-II. Диаметр поперечных стержней принимается из условий обеспечения качественной сварки в зависимости от диаметра продольных стержней каркасов по таблице № 12 приложения.

Шаг поперечных стержней должен быть не более 500 мм и не более $20d$

2. Общие сведения о расчете колонн многоэтажных зданий.

В сечениях колонн многоэтажных зданий действуют изгибы-

шие моменты, продольные и поперечные силы. Изгибающие моменты возникают при неравномерном загрузении перекрытий. Неравномерное загрузение может иметь место при эксплуатации, при монтаже здания вследствие укладки панелей со стороны одного из пролетов, при монтаже технологического оборудования, реконструкциях технологического процесса и при ремонтных работах.

В этих случаях временные нагрузки (вес технологического оборудования) часто оказываются приложенными со стороны одного из пролетов, или приложенными несимметрично. При этих условиях усилия в колоннах многоэтажных зданий определяются как в стойках рам и колонны рассчитывают на внецентренное сжатие (см. рис. 1).

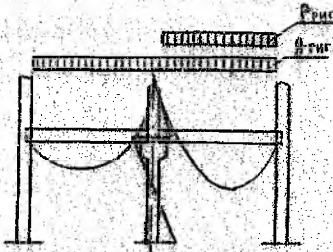


Рис. 1 Изгибающие моменты в элементах поперечных рам многоэтажных зданий

Практически при небольших нагрузках и малых пролетах влиянием несимметричного загрузения часто пренебрегают и колонны рассматривают как центрально нагруженные элементы.

Сборные колонны необходимо рассчитывать по несущей способности в стадии эксплуатации и в стадии транспортировки и монтажа. При транспортировке и монтаже колонны работают на изгиб. Для стадии эксплуатации с учетом указанного выше упрощения в данном пособии рассматривается расчет колонны как центрально сжатого элемента.

3. Расчет колонн по первому предельному состоянию для стадии эксплуатации.

Колонны многоэтажных зданий являются элементами сравнительно небольшого сечения при значительной высоте. Разрушение таких элементов может произойти из-за истощения прочности и из-за потери устойчивости. Следовательно, и расчет колонн ведется на прочность с учетом возможной потери устойчивости. Испытаниями центрально скатых элементов установлено, что при длительно действующих нагрузках развивается ползучесть бетона. Это приводит к перераспределению напряжений между бетоном и арматурой. Напряжения в арматуре из-за ползучести бетона возрастает, и предельное состояние арматуры наступает быстрее, чем при действии такой же по величине кратковременной нагрузки.

Учитывая это обстоятельство, расчет центрально скатых элементов ведут по приведенной расчетной силе, определяемой по формуле :

$$N_{п} = \frac{N_{дл}}{m_{дл}} + N_{кр} \quad , \quad (108)$$

где : $N_{дл}$ и $N_{кр}$ - продольные силы от длительно и кратковременно действующих расчетных нагрузок;

$m_{дл}$ - коэффициент, учитывающий снижение несущей способности элемента вследствие ползучести бетона.

К длительно действующим нагрузкам относятся все постоянные нагрузки (собственный вес конструкции) и часть временных. Общей временная нагрузка, указанная в задании, состоит из

длительно действующей и кратковременно действующей

$$P = P_{дл} + P_{кр} \quad (109)$$

Величина длительно действующей нагрузки $P_{дл}$ зависит от типа технологического оборудования и его размещения. Эта нагрузка определяется при разработке технологического проекта и задается технологами. Если в технологическом проекте величина $P_{дл}$ специально не оговорена, то при проектировании ее значение можно определить из выражения (110) :

$$P_{дл} = P - P_{кр} \quad (110)$$

Здесь $P = P^H \cdot n_p$ - расчетная временная нагрузка;

P^H - временная нормативная нагрузка кг/м^2 по заданию;

n_p - коэффициент перегрузки для временной нагрузки;

$P_{кр}$ - расчетная кратковременно действующая нагрузка, равная 150 кг/м^2 .

Поскольку колонны имеют разрезку на два этажа, подбор сечения арматуры необходимо выполнить для I-го и II-го этажей. В выражении (108) величины $N_{дл}$ и $N_{кр}$ для I-го этажа определяются по формулам :

а) Для схемы здания без колонн в верхнем этаже (Рис. I часть I)

$$N_{дл I} = (g + P_{дл})(n_{эт} - 1) \cdot S + g_{с.в.р} \cdot l_1 \cdot (n_{эт} - 1) + G_{кол} (n_{эт} - 1) \quad (111)$$

$$N_{кр I} = P_{кр} S (n_{эт} - 1) \quad (112)$$

$$S = l_1 \times l_2 \quad (113)$$

- где g - расчетная постоянная нагрузка в кг/м² перекрытия (ф-ла I);
 $n_{эт}$ - число этажей здания;
 $g_{с.в.р.}$ - расчетная нагрузка от собственного веса I п.м. ригеля (ф-ла 84);
 l_1 - пролет ригеля;
 S_1 - грузовая площадь колонны в м² (см. рис. 2-8);
 $G_{кол.}$ - расчетная нагрузка от веса колонны в пределах одного этажа

$$G_{кол.} = (a \times b) \cdot H_{эт} \cdot \gamma_{с.ж.б.} \cdot n_{з}, \quad (114)$$

- где a и b - размеры сечения колонны, принятые для расчета;
 $H_{эт}$ - высота этажа.

б) Для схемы здания с колоннами в верхнем этаже :

В данном случае, в отличие от предыдущего, на колонны будет передаваться еще и нагрузка от веса покрытия и от снега. Снеговая нагрузка относится к временным кратковременно действующим.

$$N_{дл. I} = (g + P_{дл.}) (n_{эт.} - 1) + g_{покр.} \cdot S + g_{с.в.р.} \cdot l_1 \cdot n_{эт.} + G_{кол.} \cdot n_{эт.} \quad (115)$$

$$N_{кр. I} = P_{сн.} (n_{эт.} - 1) \cdot S + P_{сн.} \cdot S \quad (116)$$

где $P_{сн.}$ - снеговая расчетная нагрузка на 1 м² покрытия;

$g_{покр.}$ - расчетная нагрузка от собственного веса покрытия кг/м²

$$P_{сн.} = P_{сн.}^H \cdot k \quad (117)$$

где $P_{сн.}^н$ - нормативная снеговая нагрузка;
 k - коэффициент перегрузки для снеговой нагрузки
 $k = 1,4$

$$P_{сн.}^н = P_0 \cdot C \quad (118)$$

где P_0 - вес снегового покрова $кг/м^2$ горизонтальной поверхности, принимаемый в зависимости от района строительства;
 C - коэффициент перехода от веса снегового покрова на горизонтальной поверхности к нормативной нагрузке на покрытие. Этот коэффициент зависит от уклона кровли и профиля покрытия. для плоских кровель и скатных кровель с уклоном до 20° $C=1$

Величина $g_{пкр}$ в (115) подсчитывается по элементам в зависимости от конструкции кровли (рекомендуемые конструкции кровли см. приложение I, табл. 29).

$$g_{пкр} = g_{кв}^н \cdot n_{г1} + g_{ст}^н \cdot n_{г2} + g_{стень}^н \cdot n_{г3} + g_{балкон}^н \cdot n_{г4} + g_{пан}^н \cdot n_{г5} \quad (119)$$

Величины $N_{дл.}$ и $N_{кр.}$ для колонны II-го этажа могут быть подсчитаны по формулам:

а) Для схемы здания без колонн в верхнем этаже:

$$N_{дл. II} = (g + P_{д.л.}) \cdot (n_{эт.} - 2) \cdot S + g_{с.в.р.} \cdot l_1 \cdot (n_{эт.} - 2) + G_{пан.} \cdot (n_{эт.} - 2) \quad (120)$$

$$N_{кр. II} = P_{кр.} \cdot S \cdot (n_{эт.} - 2) \quad (121)$$

б) Для схемы здания с колоннами в верхнем этаже :

$$N_{\text{гр. II}} = (g + P_{\text{дл.}})(n_{\text{эт.}} - 2)S + g_{\text{покр.}}S + g_{\text{с.в.р.}}e_1(n_{\text{эт.}} - 1) + G_{\text{кол.}}(n_{\text{эт.}} - 1). \quad (122)$$

$$N_{\text{кр. II}} = P_{\text{кр.}}(n_{\text{эт.}} - 2) \cdot S + P_{\text{сн.}} \cdot S \quad (123)$$

В выражении (108) коэффициент $m_{\text{гр.}}$ принимается в зависимости от отношения $\frac{e_0}{b}$ (табл. 21, приложение I),

где b - меньшая сторона сечения колонны ;

e_0 - расчетная длина колонны, зависящая от характера закрепления концов колонны (см. рис. 2 "а" и "б").

Для сборных перекрытий условия закрепления концов колонн промежуточных этажей приведены на рис. 2 а и для колонн нижнего этажа - на рис. 2б.

На указанных рисунках e - расстояние между точками закрепления колонн. Для колонн нижнего этажа e равно расстоянию от обреза фундамента до низа ригеля перекрытия над первым этажом. Величина e для колонн I-го этажа при опирании панелей поверху ригелей может быть подсчитана по формуле :

$$e = H_{\text{эт.}} - h_{\text{пол.}} - h_{\text{пан.}} - h_{\text{риг.}} + 150 \text{ мм}, \quad (124)$$

где $h_{\text{пол.}}$ - суммарная толщина слоев пола. Эта величина зависит от заданной конструкции пола (см. приложение I, табл. 26) ;

$h_{\text{пан.}}$ - высота панели ;

$h_{\text{риг.}}$ - высота ригеля ;

150 мм - расстояние от уровня чистого пола до обреза фундамента.

При опирании панелей на ригели с боковыми полками или на ригели таврового сечения с полкой в растянутой зоне в выражении (124) величина $h_{пан}$ принимается равной 0.

Для колонн промежуточных этажей расстояние между точками закрепления концов колонны l принимается равным расстоянию от низа ригеля нижележащего перекрытия до низа ригеля вышележащего перекрытия, т.е. здесь численно величина l равна $H_{эт}$.

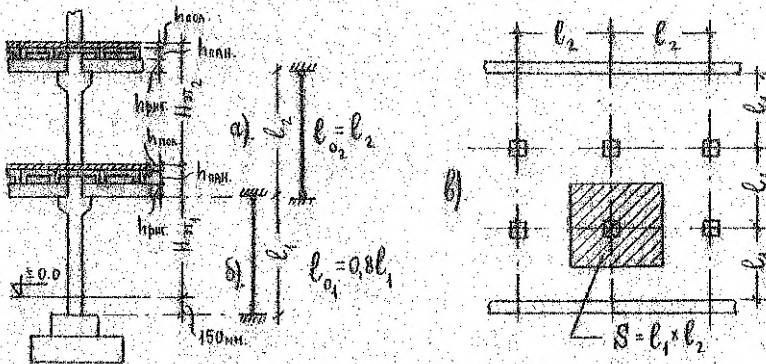


Рис. 2. Определение расчетной длины колонны и грузовой площади колонны. а) колонны промежуточных этажей б) колонны нижнего этажа; в) грузовая площадь колонны.

Необходимая площадь сечения арматуры для колонны может быть определена из выражений:

$$N_{n_i} = \psi_c (R_{np} \cdot F + R_{a.c.} \cdot F_a) \quad (125)$$

- где F - площадь сечения колонны ;
 N_{n_i} - приведенная расчетная сила для колонны рассматриваемого этажа (108) ;
 ψ_c - коэффициента продольного изгиба колонны для рассматриваемого этажа ;
 $R_{a.c.}$ - расчетное сопротивление арматуры на сжатие (табл. 4 прилож. I) ;
 R_{np} - призменная прочность бетона (табл.2, прилож. I)

Значение коэффициента ψ_c принимается по таблице 21, приложения I в зависимости от отношения $\frac{L_0}{b}$ для данного этажа.

Как указывалось ранее, для колонн с двухэтажной разрезкой площадь арматуры необходимо определить для сечений в пределах двух этажей.

После определения площади F_a по (107) определяется процент армирования, сравнивается с минимальным процентом армирования M_{min} (табл. А 2). Если результаты получены неудовлетворительные (см. Раздел IV § 1), изменяются параметры колонны и делается ее перерасчет.

В случае, если результаты получены удовлетворительные, делается конструирование арматуры колонны (назначаются диаметры и количество стержней, задатные слои бетона, расстояния между стержнями, намечаются типы и конструкции каркасов для армирования и конструкция и размещение закладных деталей для строповки колонн при подъеме, стыковки колонн и крепления ригелей). Армирование колонны с двухэтажной разрезкой приведено в приложении БП.

4. Проверка несущей способности колонны на усилия, возникающие при транспортировании и монтаже.

При транспортировании и монтаже колонны работают на изгиб. Строповка колонны при подъеме осуществляется за две точки :

В колоннах по сериям ИИ 22-2/70 и ИИ 22-3/70 для строповки по концам заделаны газовые трубки $\varnothing 40$ мм (см. приложение № П. Армирование колонн. Закладная деталь И-15). В типовых колоннах газовые трубки установлены на расстоянии 1400 мм от нижнего торца колонны и 2500 мм от верхнего торца колонны.

При транспортировании колонны укладываются на деревянные прокладки, располагаемые в тех же местах, что и трубки для строповки. Следовательно, и в том и в другом случае колонна будет работать по одной и той же схеме как однопролетная балка с двумя консолями. Нагрузкой будет являться собственный вес колонны без учета коэффициента перегрузки $K_g = 1,1$, но с учетом коэффициента динамичности $K_{дин.} = 1,5$.

Погонная нагрузка для колонны в стадии монтажа и транспортирования

$$q_{кол.} = \frac{G_{кол.}}{K_g \cdot K_{дин.}} \cdot K_{дин.} \quad (126)$$

где $G_{кол.}$ - ранее определенный вес колонны (114)

Пролетный изгибающий момент :

$$M_{max.} = \frac{q_{кол.}}{2} \left(\frac{l^2}{4} - a^2 \right), \quad (127)$$

где l - расстояние между местами строповки ;

a - вылет консоли колонны, равный 2500 мм

Отрицательный момент на консоли равен

$$M = -g_{\text{кол.}} \frac{a^2}{2} \quad (128)$$

Далее по формуле (II) определяется значение A_0 , при этом изгибающий момент принимается больший из двух значений (127) (128). Затем по A_0 находится значение γ_0 (табл. 9, приложение А I) и по (23) вычисляется необходимая для восприятия данного момента площадь арматуры $F_a \text{ монт.}$. Полученную площадь арматуры $F_a \text{ монт.}$ сравниваем с фактически установленной арматурой F_a , полученной расчетом для стадии эксплуатации. При этом учитывается не вся площадь арматуры, установленная по поперечному сечению колонны, а только та ее часть, которая установлена в растянутой зоне бетона для данного изгибающего момента. В случае, если арматуры, установленной в растянутой зоне недостаточно, ее площадь следует увеличить.

Р А З Д Е Л У

Стыки сборных элементов железобетонного каркаса
многоэтажных промышленных зданий.

I. Общие требования к стыкам.

При проектировании стыков следует предусматривать такие конструктивные решения, которые требуют минимального расхода металла, просты в изготовлении и монтаже и обеспечивают надлежащую прочность, жесткость и долговечность сооружения.

Стыки должны располагаться в местах удобных для заварки рабочих швов, укладки и уплотнения бетонной смеси.

Следует стремиться к тому, чтобы сжимающие усилия передавались через бетон, а растягивающие, действующие в арматуре — через сварку в стык выпусков арматуры из стыкуемых элементов.

2. Рекомендуемые типы стыков ригелей и колонн.

В серии ИИ-20/70 стыки элементов поперечных рам решены по рамной схеме (т.е. стыки жесткие). В данном курсовом проекте стыки ригелей со средними колоннами также решаются по рамной системе. В настоящее время стык ригелей с колоннами для указанной выше серии принят на железобетонных консолях колонн с помощью ванной сварки выпусков арматуры ригелей и колонн (см.рис.3).

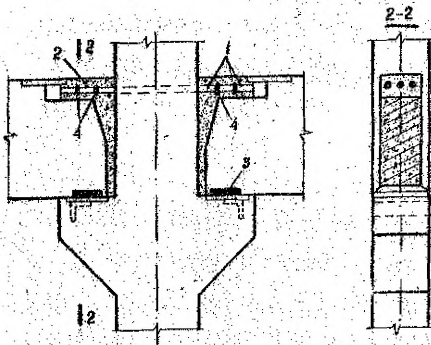


Рис.3 Конструкция сопряжения ригеля со средней колонной

- 1 - выпуски арматуры из колонны и ригеля.
- 2 - вставки арматурных стержней.
- 3 - электродуговая сварка.
- 4 - ванная сварка

Стык железобетонных колонн в серии ИИ-20/70 принят металлический с помощью накладок из арматурных стержней, привариваемых к стальным оголовкам колонн (рис. 7)

В последнее время Моспроект и Латгипрострой разработан и внедряется более экономичный железобетонный стык колонн (см.рис. 8) Сравнительные технико-экономические показатели по этим двум типам стыков колонн следующие :

		Металлический стык	Железобетонный стык
1. Расход металла	кг	138,2	1,75
2. Трудозатраты на сварку	ч/ч	50 (дуговая)	2,2 (ванная)

3. Трудозатраты на изготовление закладных деталей	ч/ч	5,11	0,07
4. Расход электроэнергии при монтаже	квт.-час	4,5	3,0
5. Расход бетона на замоноличивание	м ³	0,016	0,0152

3. Указания по применению ванной сварки в стыках

Для соединения в стык на монтаже выпусков горизонтальных и вертикальных стержней $\Phi \geq 20$ мм рекомендуется применять дуговую ванную сварку в инвентарных медных формах.

Стыки арматуры с применением указанной сварки должны проектироваться с учетом возможности установки и схода медных инвентарных форм. При этом следует выполнять следующие требования :

а) расстояния в свету между стыкуемыми стержнями, а также расстояния от стыкуемого стержня до ближайшей грани железобетонного элемента должны приниматься ≥ 50 мм (рис. 4) ;

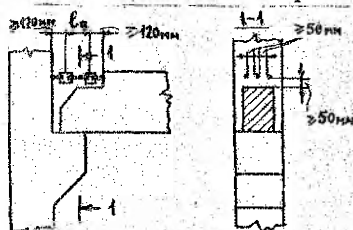


Рис. 4. Размещение стыков арматурных стержней при ванной сварке

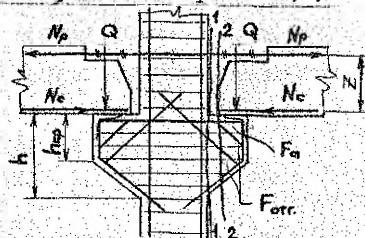


Рис. 5. Схема передачи усилия от ригеля перекрытия на консоль колонны

l_s - длина вставки, $l_s \geq 150$ мм
и $l_s \geq 4d$, d - диаметр стыкуемой арматуры.

б) расстояние от торцев стыкуемых арматурных стержней до
крайней железобетонного элемента с учетом защиты бетона от перегрева
следует принимать ≥ 120 мм (рис. 4);

в) зазоры между торцами стыкуемых стержней следует принимать
10-15 мм (из этих значений предпочтительнее меньшая величина).
Если указанные зазоры обеспечить не представляется возможным, то
разрешается соединять стыкуемые стержни с применением промежуточ-
ных элементов - вставок из арматурных стержней того же диаметра
и класса. При этом длина вставки l_0 (рис. 4) принимается
не менее $4d$ и не менее 150 мм.

4. Расчет стыка ригелей с колоннами.

Расчет указанного стыка состоит из расчета железобетонной
консоли и из расчета стыка верхней растянутой арматуры ригеля, по-
лученной расчетом нормального опорного сечения ригеля по отрица-
тельному моменту.

Расчет консолей колонн

Железобетонные консоли колонн многоэтажных зданий по типу
относятся к коротким консолям, для которых выполняется условие $e \leq 0,9h_0$.

где e - вылет консоли от ствола колонны
 h_0 - рабочая высота консоли в месте ее
примыкания к стволу колонны.

От ригеля перекрытия на консоль колонны передается опорная
реакция, равная макс. значений поперечной силы в опорном сечении
ригеля (для средних колонн $Q_{Б}^{max}$). Реакция вызывает в сече-
ниях консоли возникновение поперечной силы и изгибающего момента.
Поперечная сила, возникающая в консоли, воспринимается бетоном и
наклонной арматурой $F_{отг}$ (см. рис. 5), а изгибающий мо-

мент воспринимается продольной арматурой консоли F_a . Кроме того, поскольку ригель приварен к закладному элементу консоли колонны, от ригеля передается сжимающая сила N_c , воспринимаемая бетоном консоли. Характер передачи усилий от ригеля перекрытия на железобетонную консоль колонны приведен на рис. 5

Расчет железобетонных консолей колонн состоит в определении минимально допустимых размеров консоли $h_{кр}$ и h (см. рис. 5) и в определении площади продольной арматуры F_a и наклонной арматуры $F_{от}$ в расчетных сечениях консоли. Расчетными являются сечение I-I, проходящее по торцу ригеля и сечение 2-2, проходящее по грани колонны. Расположение расчетных сечений показано на рисунке 5.

Рекомендуется следующий порядок расчета консолей колонн :

I. Предварительно задаются следующими размерами консолей колонн :

Минимальной рабочей высотой сечения консоли у ее свободного конца

$$h_{0кр} = \frac{Q}{\beta \cdot R_p \cdot t} \quad ; \quad (129)$$

где Q - в данном случае равно $Q_{лев}$;
 β - ширина консоли равная ширине колонны ;
 t - коэффициент, принимаемый по табл. № 29 приложения I.

Величиной опирания ригеля на консоль $l_{оп}$. В типовых элементах $l_{оп}$ принято 290 мм.

Вылетом консоли от ствола колонны

$$l = l_{оп} + \delta \quad , \quad (130)$$

где δ - зазор между торцом ригеля и гранью колонны. В типовых элементах по серии МК-20/70 величины зазоров δ приняты 60 и 110 мм. Зазор $\delta = 110$ мм полу-

частях в тех этажах, где сечение колонны уменьшается.

В типовых колоннах многоэтажных зданий вылет консолей принят $l = 350$ мм.

Принимает также угол наклона γ скоса консоли. Обычно $\gamma = 45^\circ$.

2. Определяется какую рабочую высоту имеет консоль в сечении I-I при принятых размерах консоли

$$h_{o1} = h_{окр.} + (l_{оп} - a) \quad (131)$$

где a - защитный слой бетона для колонны $a = 30+40$ мм

3. Определяется изгибающий момент в сечении I-I.

$$M_1 = Q \cdot \frac{l_{оп}}{2}, \quad (132)$$

где $Q = Q_{\text{АЭВ.}}$ $\frac{b}{5}$ максимальное.

4. Определяется расчетная рабочая высота консоли $h_{o1, \text{расч.}}$ в сечении I-I, необходимая для восприятия поперечной силы и изгибающего момента.

Из условия $Q \leq m R_p b h_{o1} + \frac{M_1}{z} \tan \gamma$

$$h_{o1, \text{расч.}} = \frac{Q - \frac{M_1}{z} \tan \gamma}{m \cdot R_p \cdot b}, \quad (133)$$

где $Q = Q_{\text{АЭВ.}}$ $\frac{b}{5}$ (для загрузки ригеля, давшего максимальное значение $Q_{\text{АЭВ.}}$);

b - ширина консоли, равная ширине колонны;

z - плечо внутренней пары сил в сечении I-I

$$z = 0.9 h_{01}$$

m - коэффициент, учитывающий условия работы консоли. Этот коэффициент зависит от характера нагрузок. При статических нагрузках $m = 2,2$

5. Делается заключение о достаточности размеров консоли, принятых в пункте I.

Если $h_{01} \geq h_{01, \text{расч}}$ - принятые размеры достаточны, расчет можно продолжать далее. В противном случае следует вновь задаться размерами и сделать перерасчет.

6. Определяется изгибающий момент в сечении 2-2

$$M_2 = 1,25 Q \cdot c_1, \quad (134)$$

где $Q = Q_6^{\text{рас}}$ - максимальное

c_1 определяется по формуле

$$c_1 = l - \frac{1}{2} l_{01} \quad (135)$$

7. Определяется коэффициент A_0 по (II), принимая $M = M_2$

8. По A_0 принимается значение коэффициента γ_0 (табл. 9, приложение I), и по (I2) при $M = M_2$ вычисляется F_a

9. По (107a) вычисляется процент армирования M % и сравнивается с минимальными процентами армирования (табл. 2, часть II).

10. Делается конструирование арматуры F_a консоли : по таблице 6 - приложения I подбирается ϕ и количество стержней, устанавливаемых по ширине консоли.

В типовых колоннах необходимая площадь F_a обеспечивается за счет установки 2-3 стержней $\phi \geq 22$ по ширине консоли (см. приложения Л 2) Армирование консолей колонн. Узел А).

11. Выбирается способ армирования консолей. Короткие консоли могут армироваться :

а) наклонными хомутами (см. рис. 6-а). Такое армирование рекомендуется при высоте консоли в месте ее примыкания к колонне

$$h \leq 2,5 c_1$$

б) отогнутыми стержнями и горизонтальными хомутами (см. рис. 6-б). Этот способ армирования рекомендуется при $h > 2,5 c_1$

В том случае, если $h > 3,5 c_1$ и при этом выполняется условие $Q \leq R_p b h_0$, расч. (136)

где Q в данном случае равно $Q_{св}$, то разрешается устанавливать только горизонтальные хомуты, а отогнутые стержни не ставить.

12. Суммарная площадь наклонных хомутов (первый способ армирования) или отгибов (второй способ армирования), устанавливаемых

по ширине консоли на участке верхней половины линии ℓ_2 (см. рис. 6), идущей от точки передачи груза P (в данном случае $P = Q = Q_{св}$) к углу примыкания скоса консоли к стволу колонны определяется по формуле (137)

$$r_{тр} = \frac{Q - \frac{0,15 R_{н} b \cdot h_0^2}{c_2}}{R_a \cdot b \cdot \sin \alpha} \quad (137)$$

где
$$c_2 = c_1 + 0,3 h_0 \quad (138)$$

c_1 - ранее определенное (135) расстояние от оси груза P до ближайшей грани колонны у низа консоли;

α - угол наклона отогнутых стержней или наклонных хомутов к горизонтали. Обычно $\alpha = 45^\circ$;

h_0 - рабочая высота консоли в месте ее примыкания к стволу колонны;

где
$$h_0 = h_{окр} + (\ell - a) \quad (139)$$

$h_{окр}$ - окончательно принятое значение (т.е. после проверки по условию $(h_0 \geq h_{окр,рас})$;

a - защитный слой бетона $a = 30+40$ мм.

13. Выполняется конструирование поперечной арматуры (хомутов) и отгибов (наклонных хомутов): определяется количество стержней, устанавливаемых на верхнем участке $\ell_2/2$, их ϕ и шаг. В типовых колоннах по ширине консоли отгибы (или наклонные хомуты) устанавливаются в два ряда (см. приложение № 2. Армирование консолей колонн. Узел А).

Диаметр отогнутых стержней должен приниматься не более $\frac{1}{15}$ длины отгиба (см. рис. 6) и не более 25 мм. Суммарное сечение отгибов (или наклонных хомутов) установленных по ширине консоли на верхней половине отрезка ℓ_2 должна быть не менее $0,002 \ell h_0$. Шаг горизонтальных хомутов должен быть не более 150 мм и не более $\frac{h}{4}$.

Стык верхней растянутой арматуры ригелей

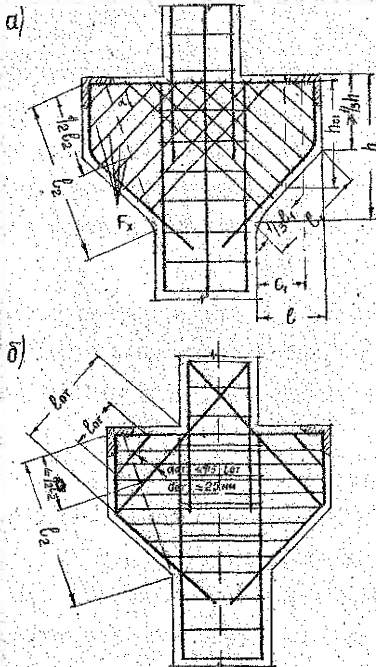


Рис. 6. Способы армирования коротких консолей

- а) Наклонными хомутами
- б) Отгибами и горизонтальными хомутами

Узел стыка ригелей с колоннами.

Поскольку ванная сварка обеспечивает высокое качество шва, то стык получается равнопрочным со стыкуемыми стержнями, а, следовательно, определения N_p и расчета стыка не требуется.

Т.о., задача состоит в размещении ранее определенной арматуры $F_{A оп.}$, воспринимающей отрицательный опорный момент ригеля $M_{гр. (90)}$, в соответствии с требованиями предъявляемыми к такой сварке (§ 3).

Стык верхней арматуры ригелей работает на восприятие растягивающего усилия.

$$N_p = \frac{M_{гр}}{Z} \quad (140).$$

(смотри рис. 5)

где $M_{гр.}$ - изгибающий момент по грани колонны, определенный при расчете неразрезного ригеля (90) ;

Z - плечо внутренней пары сил.

Приближенно $Z = 0,9 h_{рис.}$

Указанный стык осуществляется путем сварки выпусков арматуры из ригелей слева и справа от колонны с выпусками арматуры из колонны (см. рис. 3). Более детально указанный стык показан в приложении № 2.

При конструировании стыка следует обратить внимание на то, чтобы верхняя арматура ригелей $F_{a\text{оп}}$ была размещена в один ряд и ее расположение соответствовало рис.4. Количество выпусков из колонны, их площадь и расположение по ширине колонны и высоте от консоли должны соответствовать количеству, площади и расположению выпусков арматуры у ригелей.

Если при подборе площади арматуры $F_{a\text{оп}}$, определенной по $M_{гр}$ (90), были допущены отклонения от этих требований, то необходимо уточнить площадь и конструкцию опорной арматуры.

Часто повторяемая ошибка при конструировании стыков верхней арматуры состоит в том, что в составе площади опорной арматуры $F_{a\text{оп}}$, воспринимающей $M_{гр}$ (90), учитывается и площадь монтажной арматуры. Этого делать не следует, т.к. монтажная арматура правого и левого ригелей не соединена ванной сваркой через тело колонны, а, следовательно, участия в восприятии момента $M_{гр}$ не принимает. Соединять же ее не имеет смысла, поскольку затраты на устройство ванной сварки при этом будут больше, чем выгода от учета работы в восприятии монтажных стержней, имеющих малый диаметр 12+14 мм.

5. РАСЧЕТ СТЫКОВ ШЛОНА

А. Металлический стык

Конструкция металлического стыка показана на рис.7. Торцы колонн в местах стыка заканчиваются стальными оголовками (позиция 5). Для облегчения рихтовки колонн при

монтаже на опорных плоскостях оголовков привариваются центрирующие прокладки (позиция 1). К оголовкам верхней и нижней колонны привариваются накладки из арматурных стержней

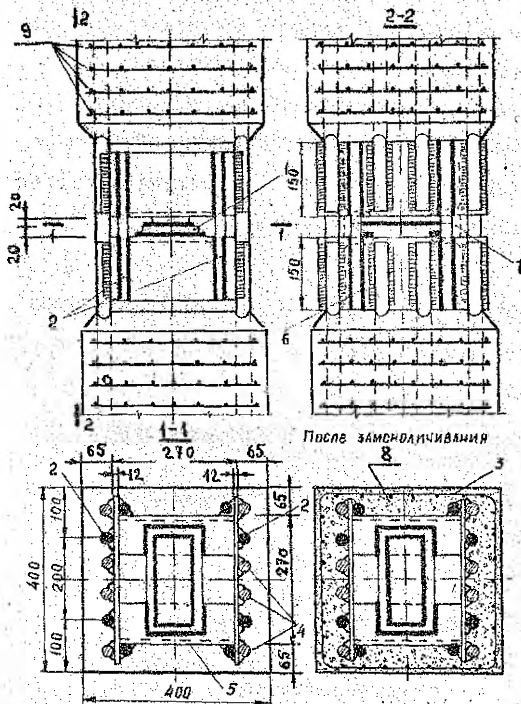


Рис. 7. Металлический стык колонн.

1- центрирующие прокладки; 2- накладки из арматурных стержней; 3- металлическая сетка, 4- рабочие стержни колонны; 5- стальной оголовок; 6- сварка; 7- зачеканка раствором; 8- обетонка; 9- сетки косвенного армирования.

(позиция 2).

Для лучшей передачи усилия зазор, оставшийся между торцами оголовков зачеканивается цементным раствором, а для защиты от коррозии место стыка обертывается металлической сеткой и обетонивается бетоном на мелком щебне.

Согласно указаний к серии ИИ-20/70 возведение зданий разрешается вести без немедленного замоноличивания стыков. В металлическом стыке передача усилия осуществляется частично за счет работы на

сжатие накладок с площадью поперечного сечения $F_{накл}$ и частично за счет передачи сжимающего усилия по площади контакта, равной площади центрирующих накладок.

Работа бетона в месте заделки стыка не учитывается. Фланговые швы, которыми прикрепляются накладки к стальным оголовкам при этом работают на срез, а бетон под центрирующими прокладками работает на смятие. Для усиления бетона производится армирование его косвенной арматурой в виде сеток С-І. Сетки С-І изготавливаются из холоднокатанной проволоки В-І или из арматуры А-Ш. Подробно конструкция стального оголовка и размещение сеток С-І показаны в приложении № 2 (смотри колонна. Пространственный каркас ПН-26 и изделие М-2).

При двухэтажной разрезке колонн первый стык располагается на уровне третьего этажа на высоте 1800 мм от опорной консоли колонны.

Рекомендуется следующий порядок стыка колонн :

І. Расчетное усилие, приходящееся на стык колонн в указанном уровне равно :

$$N_{ст} = N_{III} = N_{дл III} + N_{кр III} \quad (141)$$

где: $N_{дл III}$ и $N_{кр III}$ - длительно действующая и кратковременно действующая нагрузки на уровне третьего этажа.

В зависимости от заданной схемы здания величины $N_{дл III}$ и $N_{кр III}$ определяются по формулам :

а) для здания без колонн в верхнем этаже

$$N_{дл III} = (g + p_{гн})(n_{эт} - 3)S + g_{с.в.р.} \cdot \ell_1(n_{эт} - 3) + G_{кол}(n_{эт} - 3) \quad (142)$$

$$N_{кр III} = P_{кр} \cdot S(n_{эт} - 3) \quad (143)$$

б) для здания с колоннами в верхнем этаже

$$N_{дл III} = (g + p_{гн})(n_{эт} - 3)S + g_{нокр} S + g_{с.в.р.} \ell_1(n_{эт} - 2) + G_{кол}(n_{эт} - 2) \quad (144)$$

$$N_{кр III} = P_{кр} (n_{эт} - 3) S + P_{сн} \cdot S \quad (145)$$

Обозначения в указанных формулах см (III) (II2) (II3)
(II4) (II6) & (II7).

2. Аналогично тому, как это делалось для I-го и II-го этажей, по (IO8) определяется $N_{п III}$. Необходимая площадь сечения арматуры колонны $F_{а III}$ для 3-го этажа определяется по (I25).

При определении $N_{п III}$ и $F_{а III}$ по (IO8) и (I25) значения $m_{гп}$ и Ψ принимается по $\frac{L_0}{l}$ с учетом того, что в третьем этаже возможно уменьшение размера сечения колонны "в" (как это делается в типовых колоннах). Полученная площадь арматуры $F_{а III}$ должна быть установлена в колонне выше консоли второго этажа.

3. Определяется необходимая площадь сечения накладок $F_{накл}$ (позиция 2).

Поскольку в месте стыка колонн их сечение уменьшается, то площадь поперечного сечения накладок принимается на 25% больше площади сечения продольной арматуры на уровне данного этажа

$$F_{накл} = 1.25 F_{а III} \quad (146)$$

По $F_{накл}$ подбирают диаметр и количество стержней-накладок.

4. Определяется какую часть продольного усилия

$N_{ст.} = N_{III}$ могут воспринять накладки

$$N_{накл} = R_{а.с.} \cdot F_{накл} \quad (147)$$

5. Определяются размеры фланговых швов для приварки накладок.

Длиной фланговых швов задаются $l_{ш} = 150$ мм исходя из высоты стального оголовка равной 160 мм и определяют необходимую расчетную высоту сварного шва :

$$h_{ш} = \frac{N_{накл}}{0.7 R_{св}^y \sum l_{ш}} \quad (148)$$

где $R_{св}^y$ - расчетное сопротивление углового флангового шва, равное 1500 кг/см² для электродов марки Э-42 и Э-42А и 2000 кг/см² для электродов марки Э-50А;

0.7 - коэффициент для ручной сварки, :

$\sum l_{ш}$ - суммарная длина швов по одну сторону стька.

$$\sum l_{ш} = 2 \cdot l_{ш} \cdot n \quad , \quad (149)$$

где n - количество накладок.

Исходя из толщины листов у стального оголовка (изделие М-2) $\delta = 12$ мм, высота сварных швов должна приниматься не менее 6 мм.

6. Определяется какая часть усилия должна быть передана через площадь контакта за счет работы бетона на смятие

$$N_{см} = N_{ст} - N_{накл} \quad , \quad (150)$$

где $N_{ст}$ определено ранее по (144) и $N_{накл}$ по (147)

7. Определяется необходимая площадь сечения стержней для сеток косвенного армирования и шаг сеток.

В местах работы на смятие железобетонных элементов с косвенным армированием должно выполняться условие :

$$N_{см} \leq \xi R_{пр} F_{см} + M_k \cdot R_a \cdot F_a, \quad (151)$$

где ξ - коэффициент, учитывающий влияние бетонной обложки на повышение несущей способности бетона при смятии, определяемый по формуле :

$$\xi = 4 - 3 \sqrt{\frac{F_{см}}{F}}, \quad (152)$$

ξ - принимается не более 3,5

$F_{см}$ - площадь смятия, равная площади центрирующей прокладки. Размерами центрирующей прокладки задаются. В типовых колоннах размеры центрирующих прокладок приняты 140x140 ; $\delta = 20$ и 140x180 ; $\delta = 20$;

F - расчетная площадь поперечного сечения колонны в ослабленном месте (Размеры см. рис.7)

R_a - расчетное сопротивление растяжению сеток косвенного армирования (для В-I или А-III) ;

M_k - объемный коэффициент косвенного армирования ;

F_a - площадь бетона, заключенного внутри контура сеток (см. рис. 7) .

Таким образом, задаваясь размерами центрирующей прокладки по (151) можно определить M_k . С другой стороны объемный коэффициент косвенного армирования равен

$$M_k = \frac{n_1 l_1 f_{a1} + n_2 l_2 f_{a2}}{l_1 \cdot l_2 \cdot S}, \quad (153)$$

где n_1, l_1, fa_1 - соответственно число стержней, длина стержней и площадь сечения стержней у сеток в одном направлении;

n_2, l_2, fa_2 - тоже в другом направлении.

Подставив M_k , определенное по (151) в (153) и задаваясь величинами n_1, n_2, fa_1 и fa_2 можно определить шаг сеток S .

Сетки косвенного армирования должны устанавливаться у торцев колонн в количестве не менее 4 штук. Практически они должны устанавливаться на участке длиной $20d$, если продольная арматура колонн гладкая и $10d$, если она периодического профиля. Продольная арматура колонны должна проходить внутри контура сеток. Первая сетка от низа стального оголовка ставится на расстоянии 80-90 мм. Шаг сеток S принимается в пределах от 40-80 мм, если по (153) получено значение S , выходящее из этих пределов, следует изменить параметры $n_1; n_2; fa_1; fa_2$.

Б. Бетонный стык колонн

Конструкция бетонного стыка показана на рис. 8. В этом случае стыкование продольных стержней арматуры колонн осуществляется путем их взаимной сварки. Устройство стыка должно быть выполнено в соответствии с указаниями, приведенными в § 3 данного раздела. Стыкование стержней осуществляется в колоннах как правило без арматурных вставок

(см. рис. 4)

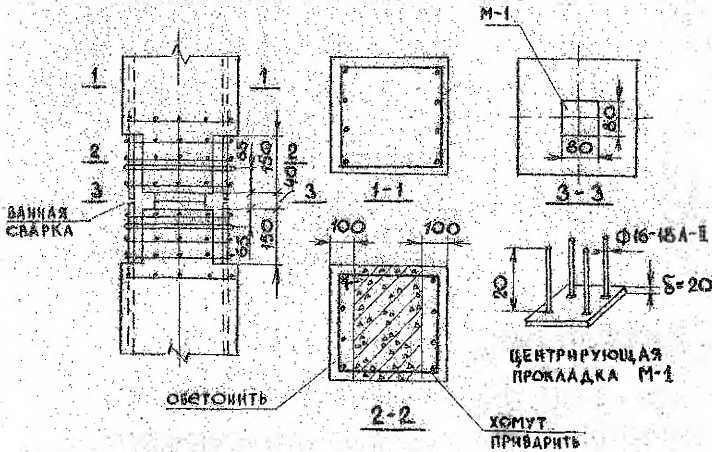


Рис. 8 Бетонный стык колонны

1- центрирующая прокладка ; 2- ванная сварка ;
3- рабочие стержни колонны ; 4- обетонка.

Расчетное усилие, которое должно быть воспринято стыком $N_{ст}$ определяется аналогично тому, как это делается при металлических стыках (141). Полученное усилие $N_{ст} = N_{III}$ воспринимается частично продольной арматурой F_{aIII} и частично за счет работы бетона на смятие по площади контакта, равной площади центрирующих прокладок.

Усилие, которое может быть воспринято продольной арматурой

$$N_a = R_{a.c.} F_{aIII} \quad (154)$$

Усилие, которое должно быть воспринято бетоном за счет его работы на смятие

$$N_{см} = N_{ст} - N_a \quad (155)$$

Необходимая площадь сечения стержней для сетки кольцевого

армирования и шаг сеток определяются так же, как для металлического стна (см. пункт 7). Первая сетка здесь устанавливается от торца колонны на расстоянии, равном толщине цементного слоя бетона.

При применении в данном курсовом проекте бетонного стна в конструкции пространственного каркаса колонны должны быть внесены соответствующие изменения (стальной оголовок - изделие М-2 исключен).

Р А З Д Е Л У I. П Р О Е К Т И Р О В А Н И Е Ф У Н Д А М Е Н Т О В.

В курсовом проекте необходимо запроектировать отдельно стоящий фундамент под среднюю колонну.

I. Конструирование фундаментов.

Глубина заложения фундаментов зависит от величины нагрузок, гидрогеологических условий, возможности пучения грунтов при промерзании и т.д. Для того, чтобы работы " нулевого цикла " могли быть выполнены до начала монтажных работ верх фундамента следует располагать на отметке - 0,15 м от уровня пола. При значительной глубине заложения для выполнения этого условия применяются фундаменты с повышенной стаканной частью.

Фундаменты могут быть выполнены в монолитном железобетоне или сборные. Монолитные фундаменты как правило экономичнее. Применение сборных фундаментов экономически целесообразно в районах с суровым климатом или при сложных гидрогеологических условиях. Конструкции фундаментов приведены на рис. 9.

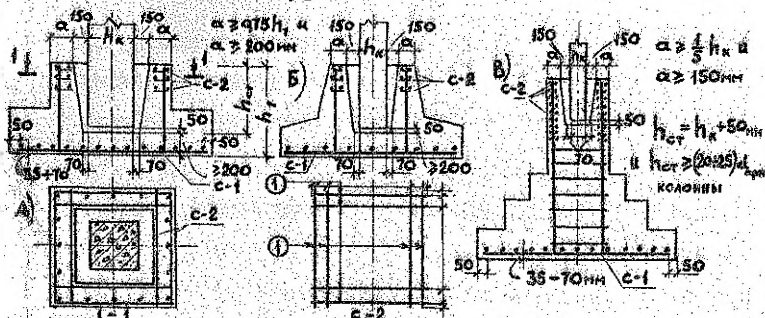


Рис. 9 Конструкции фундаментов

- а - ступенчатый фундамент ; б - пирамидальный фундамент ;
в - фундамент с повышенной стаканной частью.

Пирамидальными делают только сборные фундаменты. Форма подошвы центрально нагруженных фундаментов принимается обычно квадратной. Общую высоту фундаментов H_f определяют расчетом. Количество ступеней принимают в зависимости от полученной высоты фундамента :

- при $H_f > 1 \text{ м}$ - с тремя ступенями ,
при $0,4 < H_f \leq 1 \text{ м}$ - с двумя ступенями ,
при $H_f \leq 0,4 \text{ м}$ - с одной ступенью .

Высоту нижней ступени принимают из условия восприятия поперечной силы бетоном. Высоты ступеней и размеры сторон подошвы фундамента принимают кратными 100 мм. По подошве фундаменты армируют сварными сетками из арматуры класса А-II. Площадь стержней и их шаг в сетках определяют расчетом, причём диаметр стержней принимается не менее 10 мм, а их шаг не менее 100 мм и не более 200 мм.

В фундаментах больших размеров (со стороны более 3 м) в целях экономии стали половину стержней у сеток принимают длиной $0,8 l$ (где l - размер длинных стержней).

Защитный слой бетона для сетки, установленной по подов-
ве принимается ≥ 70 мм при отсутствии подготовки под по-
двой и не менее 35 мм при наличии подготовки.

Глубина заделки колонн прямоугольного сечения в стакан
фундамента принимается не менее большего размера поперечного
сечения колонны. Кроме того глубина заделки должна удовлет-
ворять требованиям необходимой анкеровки продольной арматуры
колонны. Она принимается не менее $20 d$ при арматуре классов
А-I и А-II и не менее $25 d$ при арматуре класса А-III. Для
типовых колонн заделка их в стакан принята 1000 мм.

Между стенками стакана и колонной для возможности рих-
товки колонн при монтаже и качественного заполнения бетоном
и уплотнения его вибраторами оставляются зазоры (см. рис. 9)
Толщину стенки стакана поверху принимают не менее $a \geq 0,75 h_k$
и в то же время $a \geq 200$ мм (см. рис. 9) в фундаментах с вы-
соким стаканом стенки стакана армируются продольной и попе-
речной арматурой и толщину стенок стакана принимают в этом случае
не менее $1/5 h_k$ и не менее 150 мм. Площадь сечения
продольной и поперечной арматуры, устанавливаемой в стенках
высокого стакана, определяется расчетом (см. далее армиро-
вание стаканов).

2. Расчет центрально нагруженных фундаментов.

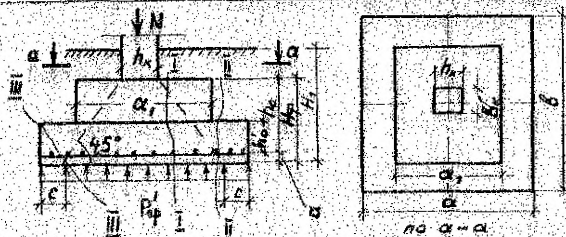


Рис 10. РАСЧЕТНАЯ СХЕМА ФУНДАМЕНТА.

Фундамент под колонну рассчитывается как центрально нагруженный. Расчет фундамента состоит в определении площади его подошвы, высоты фундамента h , площади сечения арматуры сетки F_a (рис. 10).

Площадь подошвы фундамента при центральной передаче нагрузки определяют по формуле :

$$F_{\phi} = \frac{N^H}{R^H - \gamma_{cp} \cdot H_1} \quad (156)$$

где N^H - нормативная нагрузка (постоянная и временная), действующая в нижней сечении колонны ;

Величина N^H может быть определена по расчетной нагрузке путем деления ее на усредненный коэффициент перегрузки

R^H - нормативное давление на грунт основания ;

γ_{cp} - средний объемный вес фундамента и грунта на его уступах (величина γ_{cp} приближенно принимается 2 т/м^3)

H_1 - глубина заложения подошвы фундамента.

Высоту фундамента в соответствии с указаниями СНиП следует определять из условия прочности бетона на продавливание. Полезная высота центрально нагруженного фундамента с квадратной подошвой может быть вычислена по приближенной формуле :

$$h_0 = \frac{h_k + b_k}{4} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{N}{0,75 R_p + P'_{гр}}} \quad (157)$$

где h_k, b_k - размеры сторон колонны ;

R_p - расчетное сопротивление бетона на растяжение ;

N - расчетная сила, действующая на фундамент ;

$P'_{гр}$ - реактивное давление грунта от расчетной силы

N , равное $P'_{гр} = \frac{N}{F_{\phi}}$

Полная высота фундамента

$$H_{\phi} = h_0 + a, \quad (458)$$

где a - защитный слой бетона под арматурой подошвы.

Необходимо также определять полную высоту фундамента из условия надежной заделки колонны в стакане.

$$H_{\phi} = h_k + 250, \quad (459)$$

где h_k - наибольший размер поперечного сечения колонны или требуемая глубина заделки колонны.

Из двух значений полной высоты фундамента, вычисленных по формулам (458) и (459), принимают большее.

Далее назначают размеры ступеней фундамента. Высоту ступеней следует делать одинаковой (и кратной 10 см). Если это условие выполнить нельзя, то верхняя ступень делается большей высоты. Размеры ступеней фундамента назначаются такими, чтобы контур фундамента нигде не заходил внутрь пирамиды продавливания, образованной линиями, проведенными под $\angle 45^\circ$ от точек пересечения граней колонны с обрезами фундамента. При фундаментах с высокими стаканами образующие пирамиды продавливания проводятся под $\angle 45^\circ$ от точек пересечения наружных граней стакана с верхом фундамента.

Армирование фундамента по подошве определяется из расчета на изгиб консольного выступа фундамента, в этом случае фундамент рассматривается, как изгибаемый элемент, находящийся под действием равномерно распределенного реактивного отпора грунта $P'_{гр}$.

Значение расчетных изгибающих моментов в местах обрыва ступеней (сечения I-I; II-II) равны :

$$\left. \begin{aligned} M_{I-I} &= 0,125 R'_{rp} (a - h_k)^2 \cdot b \\ M_{II-II} &= 0,125 R'_{rp} (a - a_1)^2 \cdot b \end{aligned} \right\} \quad (160)$$

Сечение рабочей арматуры на всю ширину подошвы фундамента определяют, принимая $z_{\delta} = 0,9 h_0$ и $z'_{\delta} = 0,9 h'_0$.

$$\left. \begin{aligned} F_{aI} &= \frac{M_{I-I}}{0,9 h_0 R_a} \\ F_{aII} &= \frac{M_{II-II}}{0,9 h'_0 R_a} \end{aligned} \right\} \quad (170)$$

Из двух значений площадей F_{aI} и F_{aII} принимают большее.

Содержание арматуры в расчетном сечении должно быть не ниже минимально допустимого процента армирования в изгибаемых элементах (см. табл. № 2)

Полезная высота нижней ступени принимается такой, чтобы она отвечала условию прочности по поперечной силе при отсутствии поперечного армирования в наклонном сечении, начинающемся в сечении III-III (см. рис. 10)

Для единицы ширины этого сечения

$$R'_{rp} \cdot c \leq R_p h'_0 \quad , \quad (171)$$

где c — вылет нижней ступени за пределы пирамиды продавливания.

$$c = 0,5 (a - h_k - 2 h_0) \quad (172)$$

В фундаментах небольших размеров величина c может получиться равной 0 или иметь отрицательное значение. Это значит, что фундамент вписывается в пирамиду продавливания. В этом случае условие (171) выполняется автоматически, т.к. в таком

фундаменте не будут возникать растягивающие напряжения.

Армирование стаканов

Низкие стаканы армируются конструктивно. Поверху у них устанавливается по контуру стакана 1-2 плоские сетки из арматуры А-I или А-II диаметром 10-12 мм, сваренные в местах пересечения точечной сваркой (см. рис. 9-а)

В высоких стаканах продольная арматура определяется как у внецентренно сжатых элементов, в зависимости от эксцентриситета а поперечная арматура - расчетом на поперечную силу. Но, поскольку, в данном случае средние колонны рассматривались как центрально сжатые элементы, то продольная арматура может быть найдена при $e_0 = 0$ по формуле :

$$F_a \geq \frac{N - R_{sp} \cdot F}{R_{as}} \quad (173)$$

где N - расчетная сила, действующая поверху фундамента

$$F = b_1 h_1 - b_2 h_2, \quad (174)$$

где b_1, h_1 - наружные размеры стакана

b_2, h_2 - внутренние размеры стакана поверху фундамента

Полученная по (173) площадь F_a должна быть не меньше $F_{a \min}$, установленной исходя из минимального процента армирования

$$F_{a \min} = m_{\min} \cdot F \cdot 100 = 0,15 \cdot 100 \cdot F \quad (175)$$

По полученной площади F_a подбирают диаметр и количество продольных стержней в стенках стакана, причем диаметр принимают ≥ 10 мм. Диаметр арматуры сеток принимается не менее 0,25 диаметра продольной арматуры и не менее 8 мм.

Расстояние между сетками принимается так же, как расстояние между хомутами в центрально скатых элементах. Сетки должны охватывать стержни продольной арматуры. Сетки поперечного армирования рекомендуется ставить ниже дна стакана на глубину $h_k/2$. Продольные стержни, установленные в стенках стакана должны доходить до уширенной части фундамента и заходить в нее на величину 15-20 диаметров. На участке ниже сеток продольные стержни соединяются хомутами, которые устанавливаются так же, как в центрально скатых элементах.

СО Д Е Р Ж А Н И Е

Предисловие	стр I
-------------------	----------

Р А З Д Е Л I V . П Р О Е К Т И Р О В А Н И Е К О Л О Н Н

§ 1. Основные принципы проектирования колонн	2-4
§ 2. Общие сведения о расчете колонн многостаяных зданий	4-5
§ 3. Расчет колонн по первому предельному состоянию для стадии эксплуатации	6-12
§ 4. Проверка несущей способности колонн на усилия, возникающие при транспортировании и монтаже ..	13-14

§

Р А З Д Е Л V . С Т Ы К И С Б О Р Н Ы Х Э Л Е М Е Н Т О В Ж Е Л Е З О - Б Е Т О Н Н О Г О К А Р К А С А М Н О Г О С Т А Я Н Ы Х П Р О М Ы Ш Л Е Н Н Ы Х З Д А Н И Й .

§ 1. Общие требования к стыкам	14
§ 2. Рекомендуемые типы стыков ригелей и колонн ..	15-16
§ 3. Указания по применению ванной сварки в стыках.	16-17
§ 4. Расчет стыка ригелей с колоннами	17-24
§ 5. Расчет стыков колонн :	
А. Металлический стык	24-30
Б. Бетонный стык	30-32

Р А З Д Е Л V I . П Р О Е К Т И Р О В А Н И Е Ф У Н Д А М Е Н Т О В .

§ 1. Конструирование фундаментов	32-34
§ 2. Расчет центрально-нагруженных фундаментов.....	34-39

В И С И

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ
по выполнению первого курсового проекта по курсу
"Железобетонные и каменные конструкции"

Ч А С Т Ь П

РАСЧЕТ СТЫКОВ ЭЛЕМЕНТОВ СБОРНОГО ПЕРЕКРЫТИЯ,
РАСЧЕТ КОЛОНН И ФУНДАМЕНТОВ.

Авторы: Б.И.Еремеев и О.А.Рочняк

Подписано к печати 5.02. 1975 года, Формат 64-84 I/16
п.л., объем 1,9 п.л., заказ 224, тираж 500 экз.
Бесплатно. Отпечатано на ротативе Вц облстатуправления
гор.Брест