

# 12. Железобетонные фундаменты

12.1. Общие сведения

12.2 Классификация фундаментов

12.3 Отдельные фундаменты колонн

12.3.1. Конструкция сборных фундаментов

12.3.2. Конструкция монолитных фундаментов

12.3.3. Расчет фундаментов. Общие положения

12.3.4. Расчет центрально загруженных фундаментов

12.3.5. Расчет внецентренно загруженных фундаментов

12.4. Ленточные фундаменты

12.4.1. Ленточные фундаменты под несущими стенами

12.4.2. Ленточные фундаменты под рядами колонн

12.4.3. Расчет ленточных фундаментов. Общие положения

12.5. Сплошные фундаменты

12.6. Расчетные модели грунтового основания

# 12.1. Общие сведения

Под фундаментами понимают подземные конструкции, предназначенные для передачи нагрузок от вышележащих частей здания на грунтовое основание.

Стоимость фундаментов составляет 4-6% от общей стоимости здания.

Железобетонные фундаменты по сравнению с бетонными и каменными являются наиболее экономичными. Тщательной проработкой конструкции фундаментов можно достичь ощутимого экономического эффекта. Для крупных зданий и сооружений конструкцию фундаментов выбирают из сопоставления стоимости, расхода материалов и трудовых затрат при различных вариантах конструктивных решений.

Вместе с тем, фундаменты являются чрезвычайно ответственными конструкциями. Ошибки, допущенные при их проектировании и устройстве, очень сложно исправить.

**На выбор типа фундамента влияют:**

- размеры фундамента;
- местные условия;
- мощность кранового оборудования;
- условия транспортирования;
- прочие факторы.

## 12.2. Классификация фундаментов

По назначению

Фундаменты  
зданий

Фундаменты  
сооружений

Фундаменты  
под  
оборудование

## 12.2. Классификация фундаментов

По  
конструктивной  
форме

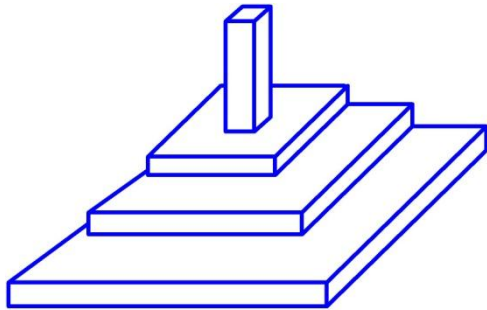
Отдельные  
(под каждой  
колонной)

Ленточные  
(под рядами  
колонн,  
под несущими  
стенами)

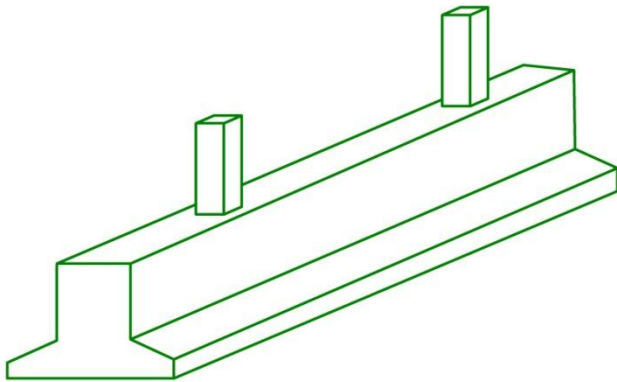
Сплошные  
(под всем  
сооружением)

В виде  
пространст-  
венных  
систем

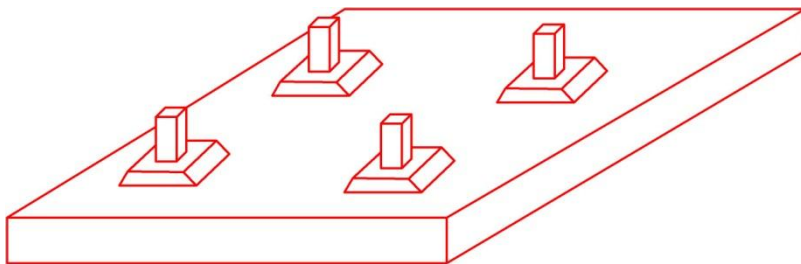
## 12.2. Классификация фундаментов



**Отдельные фундаменты** устраивают при относительно небольших нагрузках и пролете колонн 6 м и более.



**Ленточные фундаменты** принимают при слабых грунтах и больших нагрузках, а также при неоднородных грунтах и различных по величине нагрузках, так как ленточные фундаменты выравнивают неравномерные осадки основания.



**Сплошные фундаменты** целесообразны при слабых и неоднородных грунтах, при значительных и неравномерно распределенных нагрузках, так как они в большой мере выравнивают осадки основания.

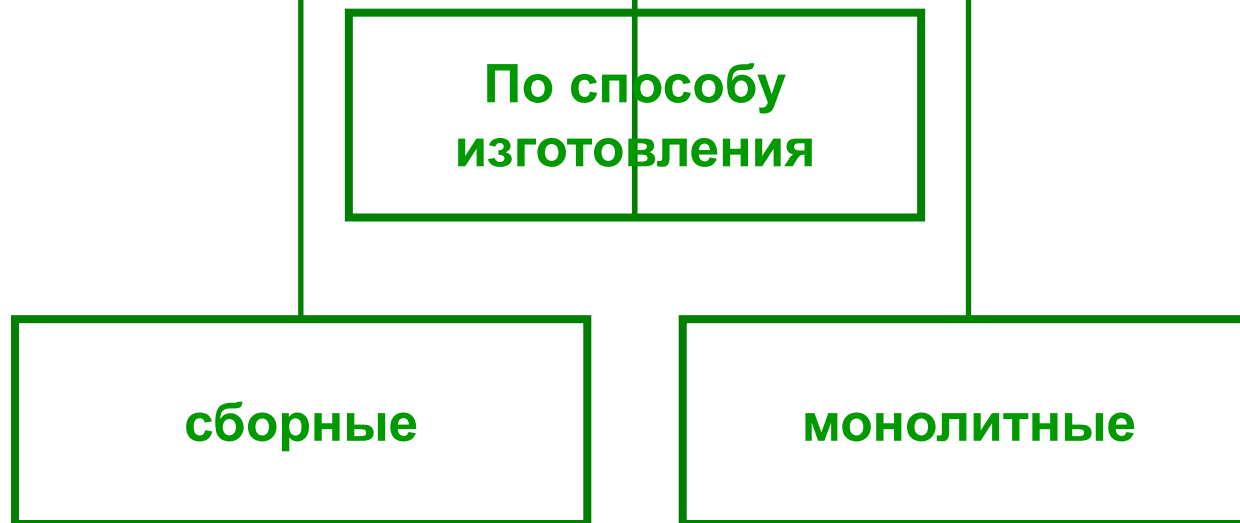
## 12.2. Классификация фундаментов

По характеру работы и условиям выполнения

фундаменты мелкого заложения

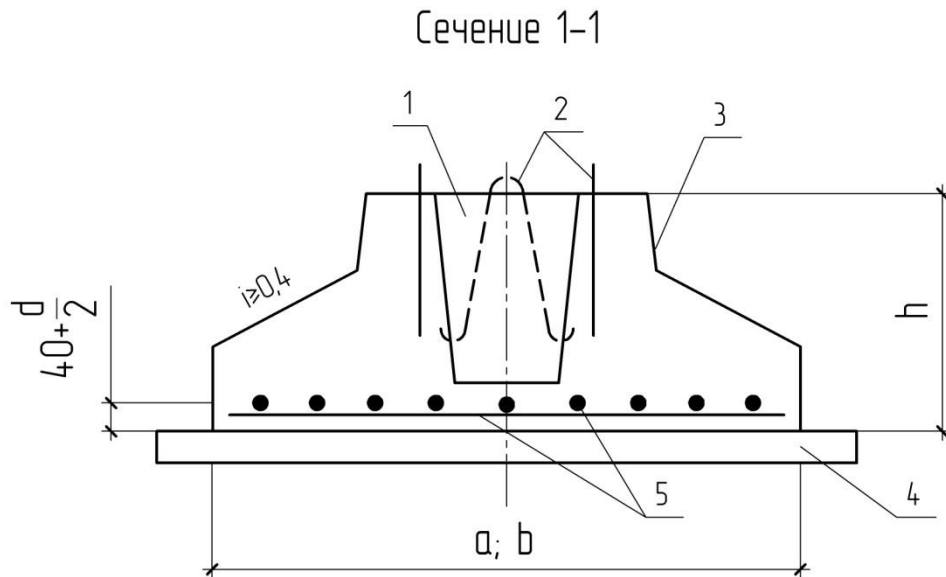
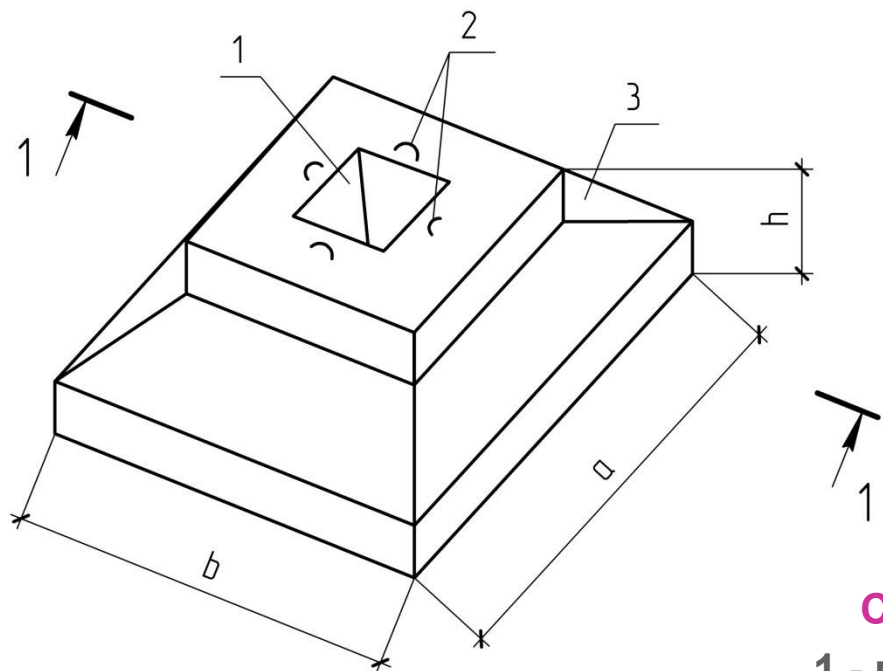
фундаменты глубокого заложения (свайные фундаменты)

## 12.2. Классификация фундаментов



Технико-экономическое сравнение показывает, что стоимость монолитных фундаментов, как правило, ниже стоимости сборных. Применение сборных отдельно стоящих фундаментов целесообразно для достижения полносборности зданий при большой повторяемости сборных конструкций, а также при строительстве удаленных объектов. Применение сборных фундаментов позволяет сократить сроки строительства, облегчает ведение работ в зимнее время и в сложных гидрогеологических условиях.

## 12.3.1. Конструкция сборных фундаментов



### Сборные цельные ж/б фундаменты колонн

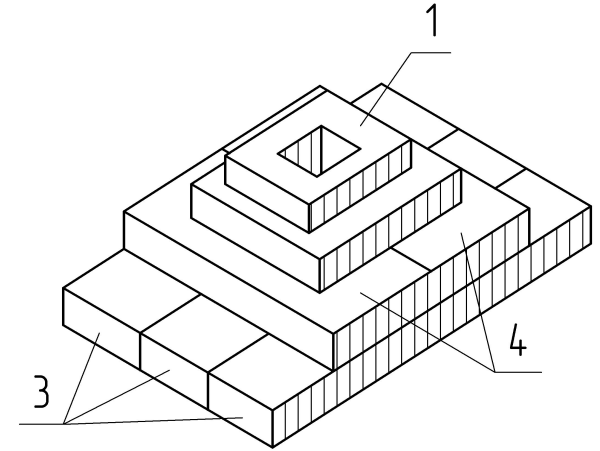
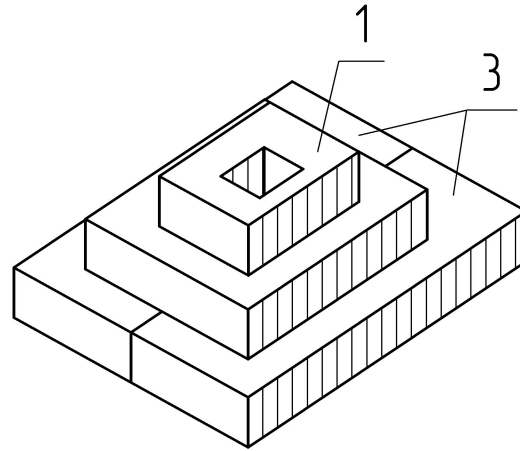
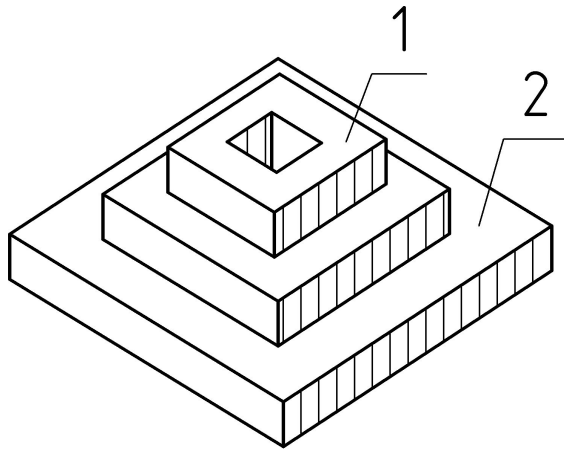
- 1 - гнездо колонны; 2 - петли; 3 - фундамент;  
4 – бетонная подготовка (В7.5); 5 - сварная сетка

Размеры цельных фундаментов относительно невелики. Их выполняют из тяжелых бетонов классов В15-В25, устанавливают на песчано-гравийную уплотненную подготовку толщиной 100 мм. В фундаментах предусматривают арматуру, располагаемую по подошве в виде сварных сеток.

Минимальную толщину защитного слоя арматуры принимают 40 мм. Если под фундаментом нет бетонной подготовки, то защитный слой делают не менее 70 мм.



## 12.3.1. Конструкция сборных фундаментов



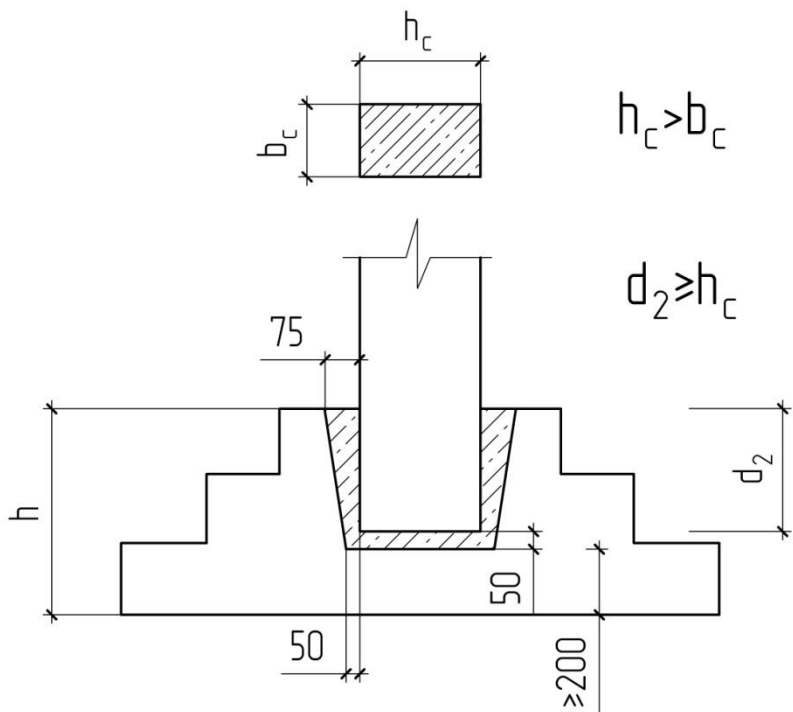
### Составные железобетонные фундаменты:

- 1 – подколонник; 2 – фундаментная плита цельная; 3 – то же блочная; 4 – подколонные блоки.

Сборные фундаменты больших размеров выполняют составными из нескольких монтажных блоков. На них расходуется больше материалов, чем на цельные.

При значительных моментах и горизонтальных распорах блоки составных фундаментов соединяют между собой сваркой выпусков, анкеров, закладных деталей и т.п.

## 12.3.1. Конструкция сборных фундаментов



### Сопряжение сборной колонны с фундаментом

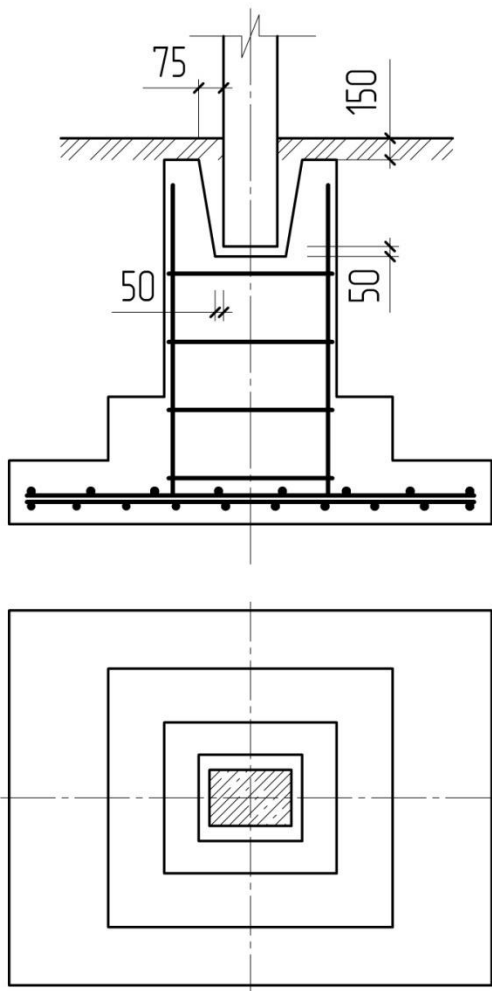
При проектировании фундаментов следует назначать глубину стакана для одиночных колонн не менее большего размера сечения колонны  $h_c$  (для внецентренно - нагруженных колонн – не менее  $1,5 \cdot h_c$ ), а для двухветвевых колонн – не менее  $0,5 \cdot h_c$ , где  $h_c$  - размер большей стороны двухветвевой колонны.

Толщину стенок стакана рекомендуется принимать не менее 200 мм и не менее  $0,75$  высоты верхней ступени фундамента. Толщина дна стакана принимается не менее 200 мм.

Для облегчения установки и заливки колонны в стакане следует предусматривать зазоры между стенкой стакана и монтируемой колонной.

Практикой установлено оставлять зазоры величиной 75 мм поверху и 50 мм понизу с каждой стороны колонны. Для выравнивания дна стакана до требуемой отметки необходимо предусматривать в фундаменте устройство подливки из цементно-песчаного раствора толщиной не более 50 мм. Прочность раствора должна соответствовать классу В15.

## 12.3.2. Конструкция монолитных фундаментов



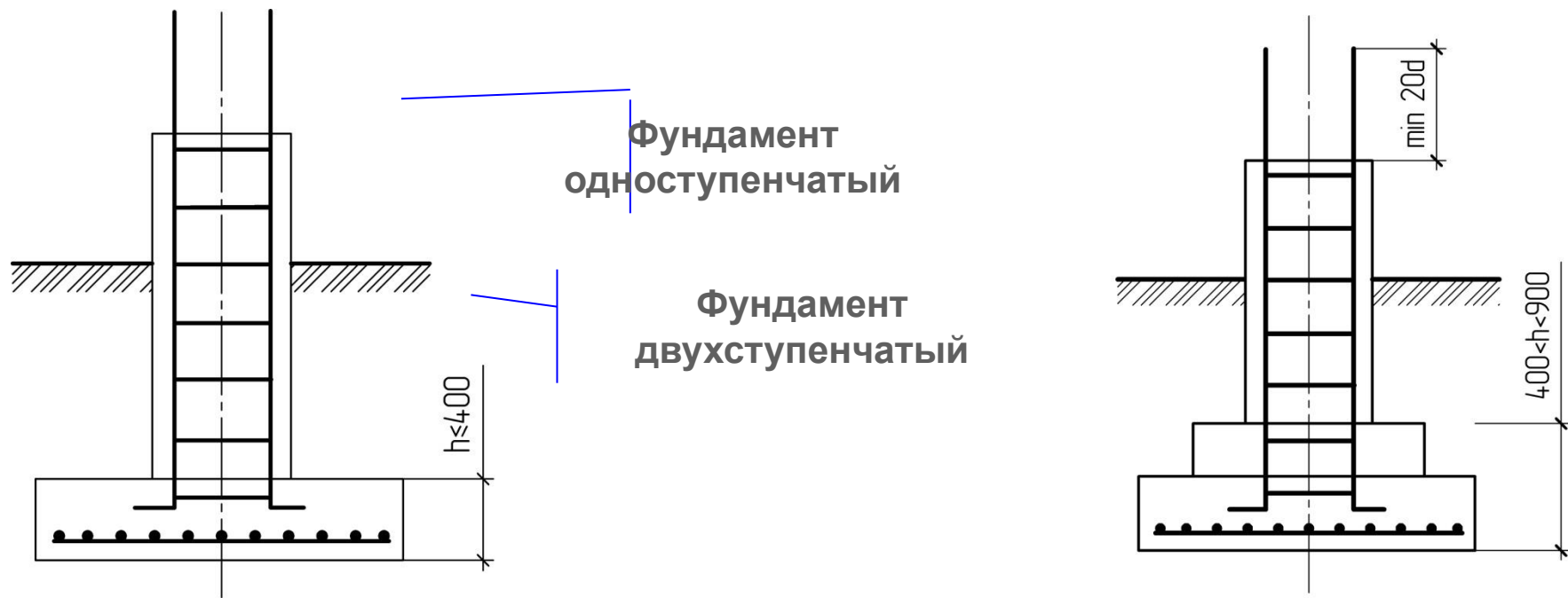
Монолитные отдельные фундаменты устраивают под сборные и монолитные каркасы зданий и сооружений. В фундаментах приняты:

- удлиненный подколонник, армированный пространственным каркасом;
- фундаментная плита с отношением размера вылета к толщине до 1:2, армированная двойной сварной сеткой;
- высоко размещенный армированный подколонник.

Для связи с монолитной колонной из фундамента выпускают арматуру с площадью сечения, равной расчетному сечению арматуры колонны у обреза фундамента. Длина выпусков из фундаментов должна быть достаточной для устройства стыка арматуры согласно существующим требованиям. Стыки выпусков делают выше уровня пола. Конструкция стыка должна быть удобной для монтажа и сварки.

**Монолитный отдельный фундамент, сопрягаемый со сборной колонной**

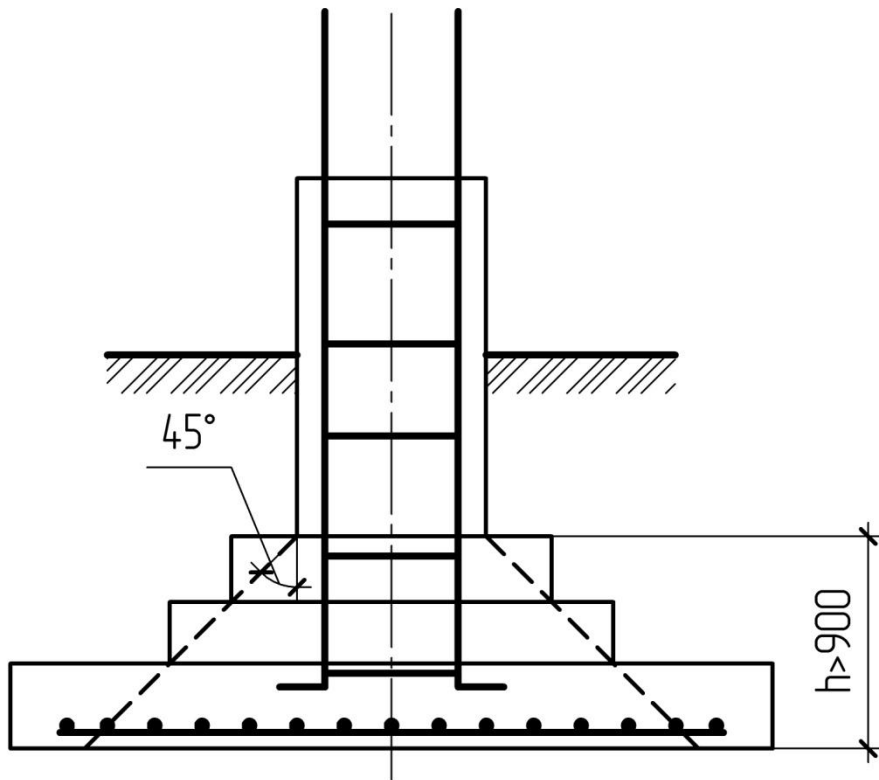
## 12.3.2. Конструкция монолитных фундаментов



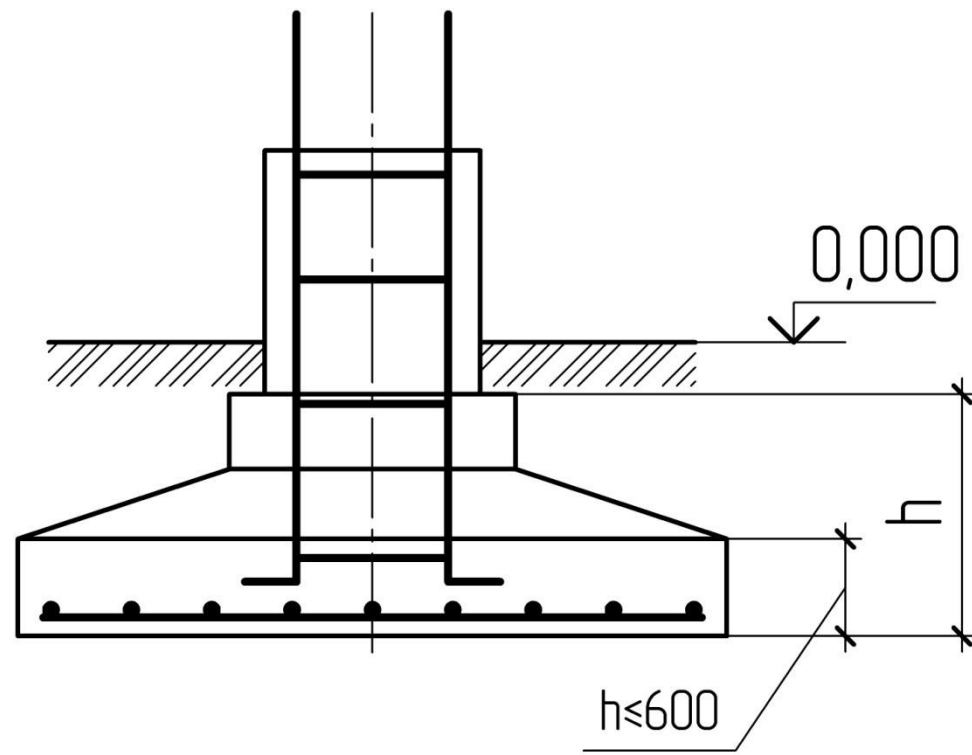
Компоновка фундамента зависит от его высоты. Фундаменты проектируют одно-, двух- и трехступенчатыми и не более. Существуют следующие рекомендации по назначению высоты ступеней: при высоте фундамента  $h \leq 45$  см – одну ступень; при  $45 < h \leq 90$  см – две ступени; при  $h > 90$  см – три ступени.

Размеры ступеней по высоте следует назначать кратными 150 мм, в плане – кратными 100 мм (рекомендуется – 300 мм в предположении использования для их изготовления инвентарной металлической опалубки).

## 12.3.2. Конструкция монолитных фундаментов



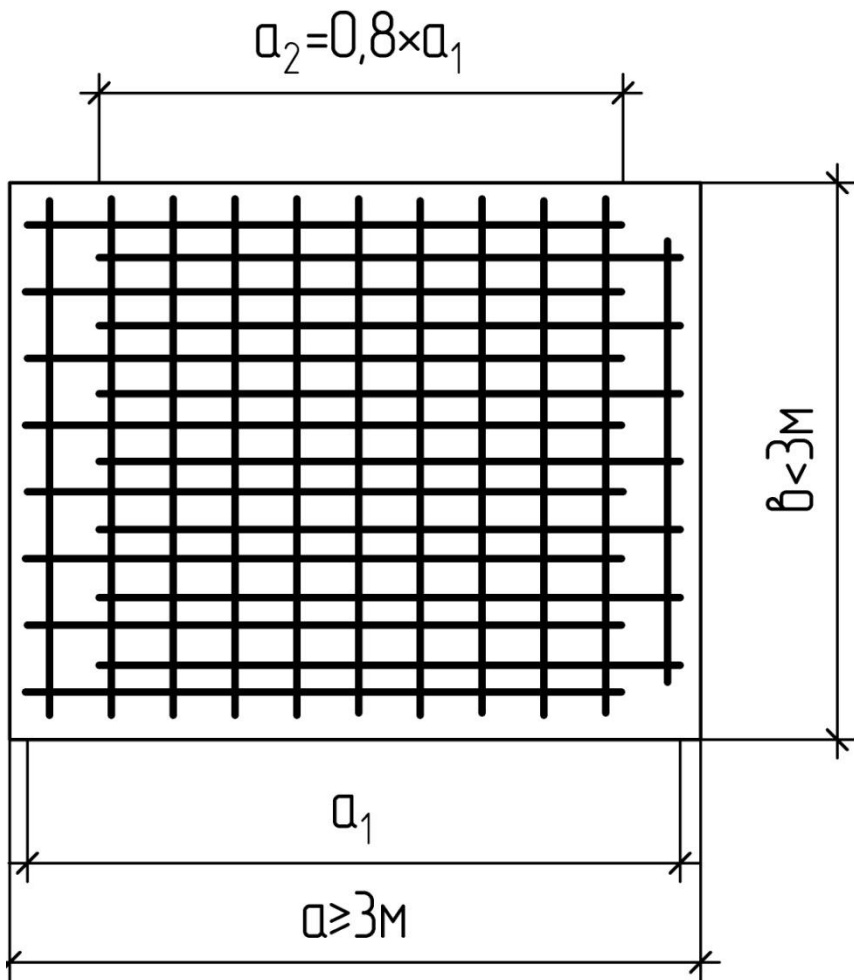
Фундамент трехступенчатый



Фундамент пирамидальный

Монолитные фундаменты, сопрягаемые с монолитными колоннами, бывают по форме ступенчатые и пирамидальными. Общую высоту фундамента  $h$  принимают такой, чтобы не требовалось его армирование хомутами и отгибами. Давление от колонн передается на фундамент, отклоняясь от вертикали в пределах  $45^\circ$ .

## 12.3.2. Конструкция монолитных фундаментов



Армирование фундамента по подошве нестандартными сварными сетками

Армирование фундаментов рекомендуется производить только по подошве сварными сетками, из стержней горячекатаной стали периодического профиля классов А300, А400 и А500 с минимальным диаметром 10 мм при ширине подошвы фундамента до 3 м и 12 мм – при большей ширине.

Сетки устанавливают с защитным слоем 40÷70 мм. Общее количество стержней и их диаметр в каждом направлении определяются по расчету; при этом шаг стержней рекомендуется принимать, в пределах 100÷200 мм.

Монолитные фундаменты, как и сборные, армируют сварными сетками только по подошве. При размерах стороны подошвы более 3 м в целях экономии стали применяют нестандартные сварные сетки, в которых половину стержней не доводят до конца на 1/10 длины.

## 12.3.3. Расчет фундаментов. Общие положения.

Размеры подошвы фундамента назначают согласно требованиям норм проектирования оснований зданий и сооружений, рассчитывая основания по несущей способности и по деформациям.

Допускается предварительно определять размеры подошвы фундаментов зданий классов I и II, а также окончательно их назначать для фундаментов зданий и сооружений классов III при основаниях, сжимаемость которых не увеличивается с глубиной, из условий, что среднее давление под подошвой фундамента не превышает значения, вычисляемого по расчетному давлению  $R_o$ , фиксированному для фундаментов шириной 1 м на глубине 2 м.

Опыты показали, что давление на основание по подошве фундамента в общем случае распределяется неравномерно в зависимости от:

- жесткости фундамента;
- свойств грунта;
- интенсивности среднего давления.

**При расчетах условно принимают, что оно распределено равномерно.**

Размеры сечения фундамента и его армирование определяются как из расчета прочности на воздействия, вычисленные при нагрузках и сопротивлении материалов по первой группе предельных состояний.

## 12.3.4. Расчет центрально загруженных фундаментов

Расчет производят в два этапа:

- 1) подбор площади подошвы фундамента;
- 2) расчет собственно тела фундамента.

### Этап 1

Подбор площади подошвы фундамента ведут на основании расчетов по II группе предельных состояний.

**Целью расчета является назначение таких размеров подошвы, чтобы деформации фундамента, происходящие в результате уплотнения грунта под его подошвой, не превосходили максимально допустимых величин.**

Это требуется для обеспечения пригодности проектируемого здания к нормальной эксплуатации.

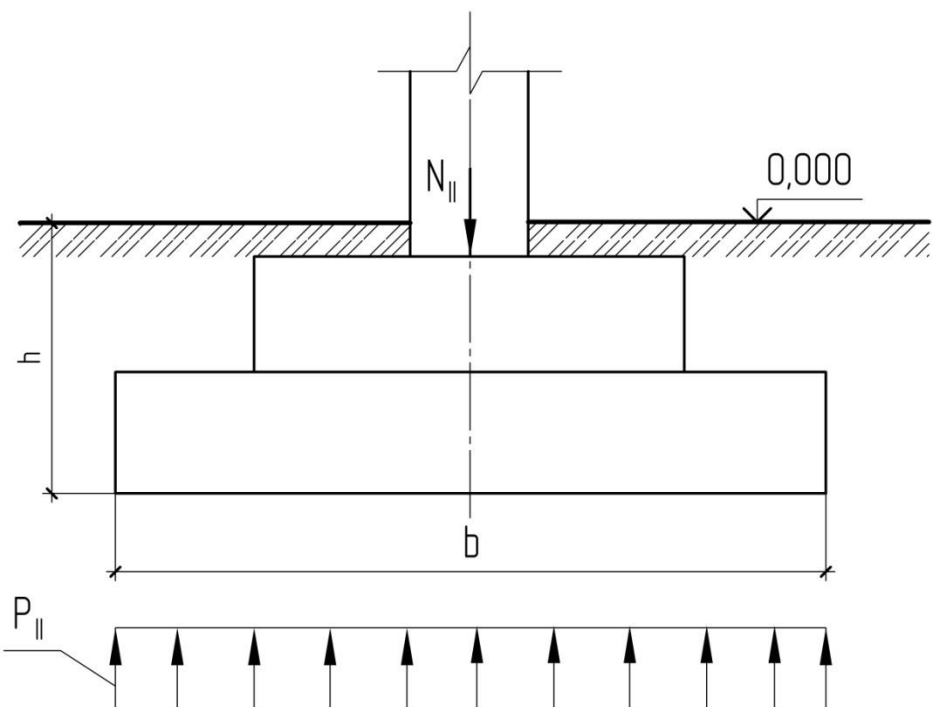
Для обеспечения возможности расчета деформаций фундамента первоначально требуется ограничить уровень давления, которое передается через его подошву на грунт основания, величиной расчетного сопротивления грунта.

Продольная сила в уровне верхнего обреза фундамента  $N_{II}$  для расчетов по II группе предельных состояний рассчитывается с  $\gamma_f=1$ .



## 12.3.4. Расчет центрально загруженных фундаментов

### К определению размеров подошвы фундамента



Давление в уровне подошвы фундамента:

$$p_{II} = \frac{N_{II}}{A} + \frac{\gamma_m \cdot h \cdot A}{A} = \frac{N_n}{A} + \gamma \cdot h \leq R_0,$$

где  $A$  - требуемая площадь подошвы фундамента;

$$A = \frac{N_{II}}{R_0 - \gamma_m \cdot h},$$

$\gamma_m$  - средний объемный вес материала фундамента и грунта на его уступах;

$R_0$  - расчетное сопротивление грунта для условного фундамента шириной 1 м и глубиной заложения 2 м.

Зная требуемую величину площади сечения находят сечение подошвы в плане .

После этого размер в плане уточняется с учетом существующей опалубки.

Затем определяются деформации фундамента. В случае пригодности к нормальной эксплуатации фундамент конструируют и переходят к расчетам второго этапа.

## 12.3.4. Расчет центрально загруженных фундаментов

### Этап 2

Расчет собственно фундамента ведут по I группе предельных состояний.

Первым обычно выполняют расчет на продавливание.

**Под продавливанием понимают разрушение конструкций от давления локально приложенных нагрузок.** Причем разрушение происходит в следствии отрыва боковой поверхности пирамиды с ее последующим деформированием.

Минимальную высоту фундамента с квадратной подошвой определяют условным расчетом его прочности против продавливания в предположении, что продавливание может происходить по поверхности пирамиды, боковые стороны которой начинаются у колонн и наклонены под углом  $45^\circ$ .

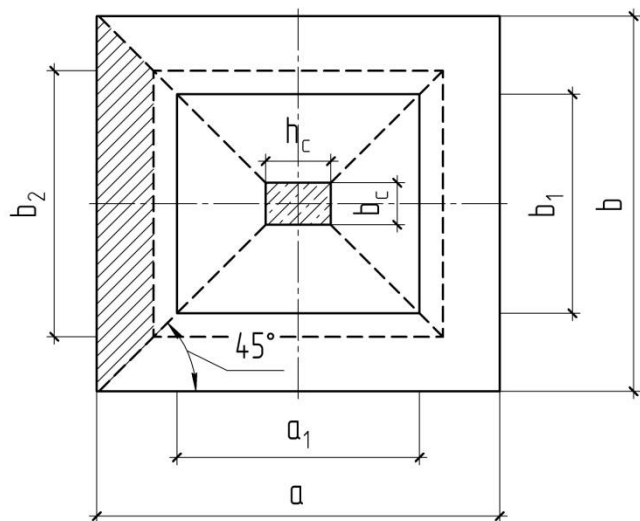
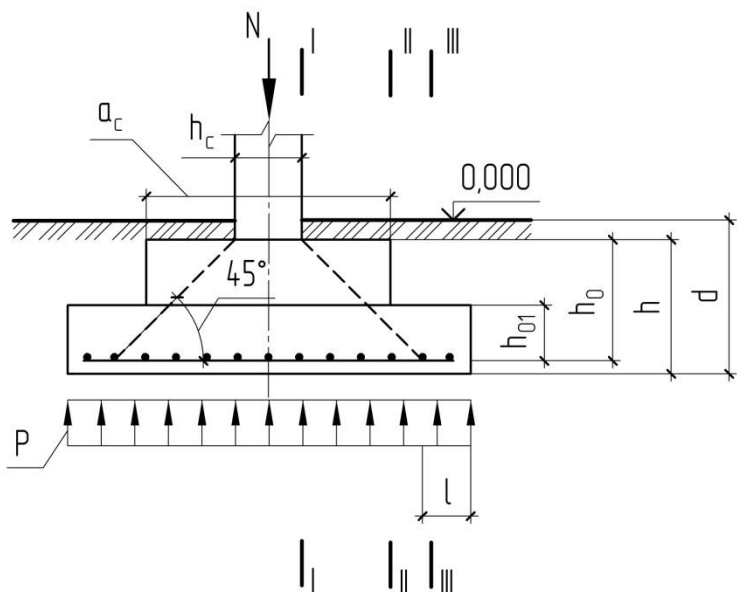
Это условие выражается формулой:  $F \leq F_B$ , где

$F$  – продавливающая сила на уровне верха фундамента, за вычетом давления грунта по площади основания пирамиды продавливания.

$$F = N - A_1 \cdot p, \text{ где } p = \frac{N}{A} \quad A_1 = (h_c + 2h_0) \cdot (b_c + 2h_0)$$

# 12.3.4. Расчет центрально загруженных фундаментов

## Расчет прочности на продавливание



Сила, воспринимаемая поперечным сечением бетона фундамента  $F_b = R_{bt} \cdot h_0 \cdot U_m$ , где  $R_{bt}$  - расчетное сопротивление бетона при растяжении;

$h_0$  - рабочая высота сечения;

$U_m$  - величина периметра среднего сечения пирамиды продавливания.

$$U_m = \frac{h_c + h_c + 2h_0}{2} \cdot 2 + 2 \frac{b_c + b_c + 2h_0}{2} = 2h_c + 2h_0 + 2b_c + 2h_0 = 2(h_c + b_c + 2h_0)$$

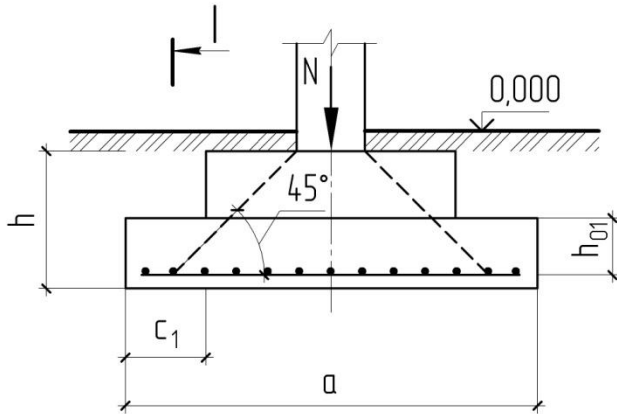
Таким образом, продавливания не будет при соблюдении условия:

$$N - A_1 \cdot p \leq R_{bt} \cdot h_0 \cdot U_m$$

После этой проверки окончательно, с учетом конструктивных требований, назначают полную высоту фундамента и размеры верхних ступеней.

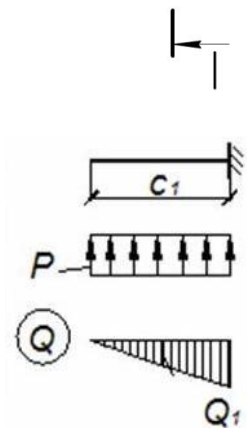
# 12.3.4. Расчет центрально загруженных фундаментов

## Расчет прочности наклонных сечений подошвы



Далее выполняют расчеты прочности фундамента на раскалывание, а также наклонных и нормальных сечений подошвы, работающей на изгиб.

Внешние части фундамента под действием реактивного давления грунта снизу работают подобно изгибаемым консолям, заделанным в массиве фундамента.



Полезную высоту нижней ступени  $h_{01}$  назначают такой, что бы она отвечала условию прочности по поперечной силе без поперечного армирования в наклонном сечении начинающемся на границе пирамиды продавливания (сечение I-I):  $Q_1 \leq Q_{b,min}$

где  $Q_1 = p \cdot (c_1 - h_{01}) \cdot b$

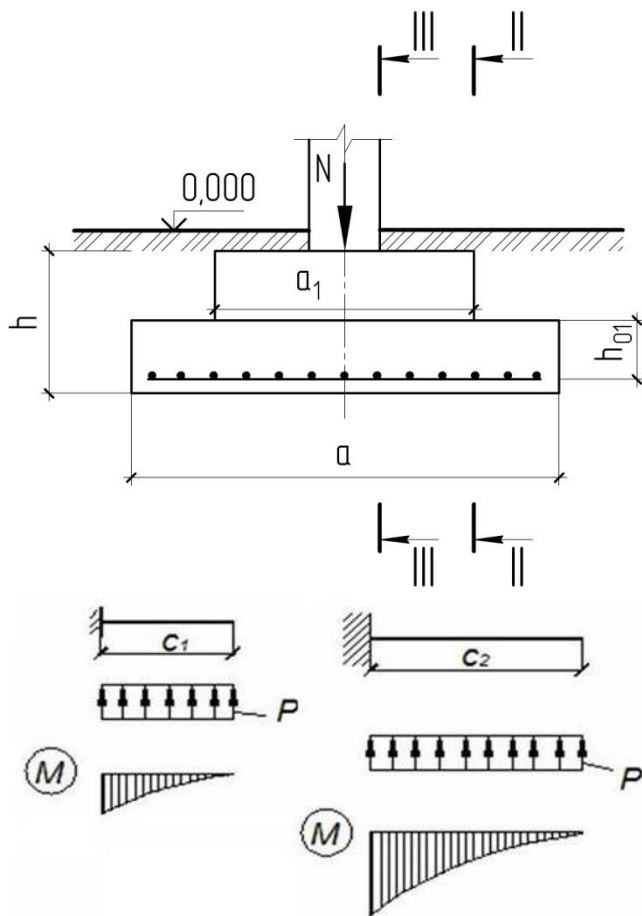
Поперечная сила, воспринимаемая бетоном, в наклонном сечении

$$Q_{b,min} = \varphi_{b3} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_{01}$$

где  $\varphi_{b3} = 0,6$  - тяжелого бетона

# 12.3.4. Расчет центрально загруженных фундаментов

## Расчет прочности нормальных сечений подошвы



Армирование фундамента по подошве определяют расчетом на изгиб по нормальным сечениям (II - II и III - III).

Значение расчетных изгибающих моментов в этих сечениях:

$$M_{II} = 0,125 \cdot p \cdot b \cdot (a - a_1)^2$$

$$M_{III} = 0,5 \cdot p \cdot b \cdot \left( \frac{a - h_c}{2} \right)^2 = 0,125 \cdot p \cdot b \cdot (a - h_c)^2$$

Требуемая площадь арматуры на всю ширину фундамента в каждом из расчетных сечений:

$$A_{si} = \frac{M_i}{0,9 \cdot h_{0i} \cdot R_s}$$

По максимальному значению требуемой площади, значению результатов расчетов для всех рассмотренных нормальных сечений, по сортаменту подбирают шаг и диаметр рабочей продольной арматуры подошвы фундамента.

## 12.3.5. Расчет внецентренно загруженных фундаментов

Расчет внецентренно загруженных отдельных фундаментов также производится в 2 этапа.

1-й этап.

Определяют требуемую площадь и соотношение размера стороны подошвы фундамента. Сечение прямоугольное, большая сторона вытиснута в плоскости действия изгибающего момента. В начале задаются соотношением сторон

$$K = \frac{l}{b} \rightarrow b = \sqrt{\frac{A}{K}} \quad l = b \cdot K$$

Требуемую площадь подошвы находят по аналогии с центрально загруженным фундаментом. При этом размеры подошвы и обычно принимается кратными 300 мм. Затем проверяются краевые напряжения по подошве фундамента.

$$p_{\max}^{\min} = \frac{N_{\parallel}}{l \cdot b} \pm \frac{6 \cdot M_{\parallel}}{b \cdot l^2} = \frac{N_{\parallel}}{l \cdot b} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e_0}{l}\right), \quad \text{где } e_0 = \frac{M_{\parallel}}{N_{\parallel}} \rightarrow M_{\parallel} = N_{\parallel} \cdot e_0$$

Если размеры подошвы подобраны правильно, должны выполняться следующие условия:

$$p_{\max} \leq 1,2 \cdot R$$

$$p_{\min} \geq 0$$

$$p_m = \frac{p_{\max} + p_{\min}}{2} \leq R$$

## 12.3.5. Расчет внецентренно загруженных фундаментов

В бескрановых зданиях при расчете на дополнительное сочетание нагрузок возможно допустить отрыв части подошвы, но с выключением из работы не более  $\frac{1}{4}$  подошвы фундамента.

На втором этапе конструкцию внецентренно загруженного фундамента рассчитывают по той же методике, что и центрально загруженного. Только в расчетных зависимостях вместо  $p$  (ср. давление) принимается  $p_{\max}$  (максимальное давление) при действии расчетных нагрузок  $p_{и}$ . Определение  $p_{\max}$  ведут от нагрузок, взятых с коэффициентом надежности  $\gamma_f > 1$ .

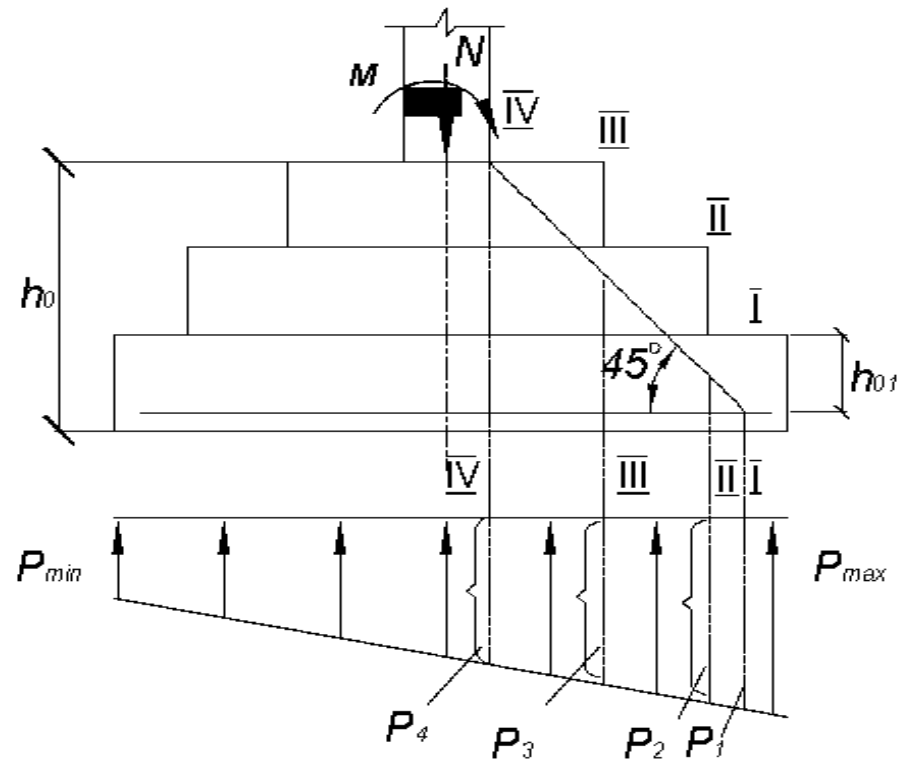
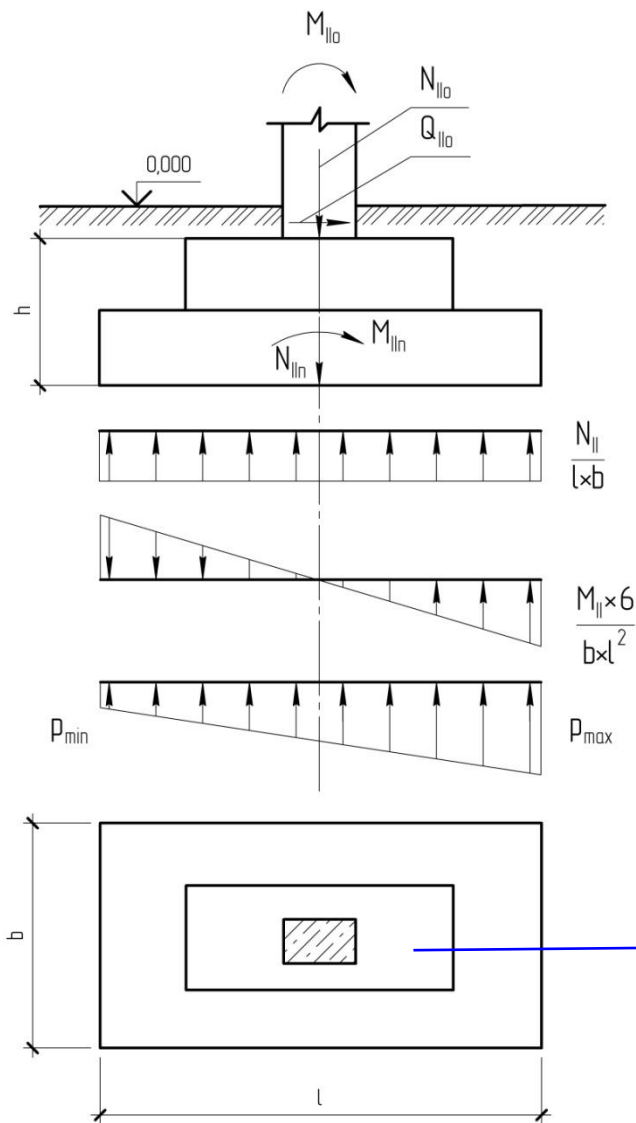
Для проверки достаточности высоты первой ступени используют осредненное значение расчетного давления на грунт:

$$p_m = \frac{p_{\max} + p_1}{2}$$

Изгибающие моменты, действующие в консольных частях фундамента, также можно вычислять, заменяя трапециевидные эпюры давления прямоугольниками.

# 12.3.5. Расчет внецентренно загруженных фундаментов

К расчету прочности внецентренно  
загруженного фундамента



К определению размеров подошвы  
внецентренно загруженного фундамента

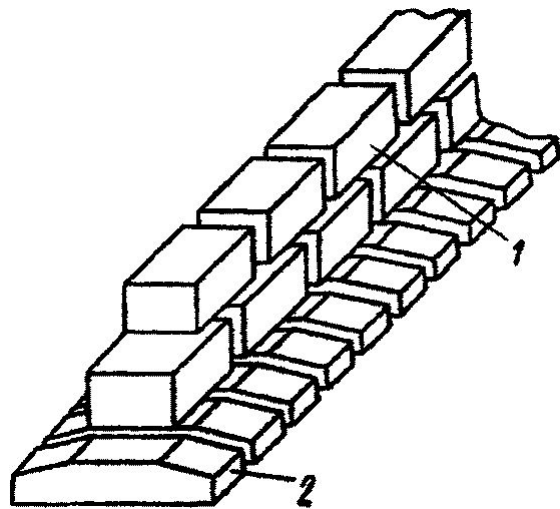


## 12.4.1. Ленточные фундаменты под несущими стенами

Ленточные фундаменты по конструкции разделяются на два основных вида:

- фундаменты (ленты) под несущие стены;
- фундаменты под ряды колонн.

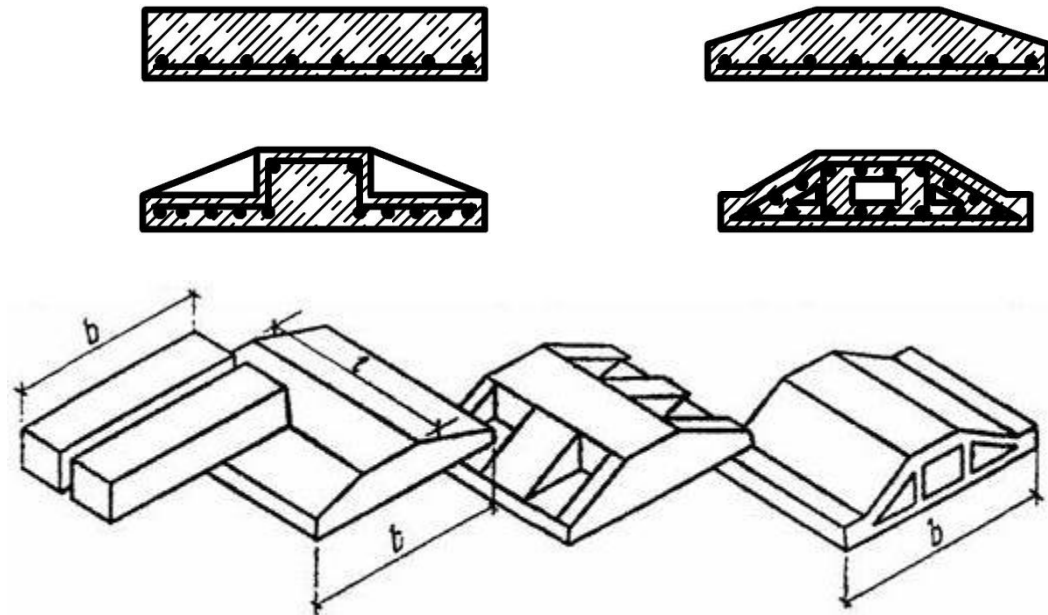
Фундаменты под несущие стены проектируют преимущественно сборными. Они состоят из блоков-подушек трапециевидального сечения и фундаментных блоков прямоугольного сечения.



Общий вид.

- 1 – фундаментные блоки;  
2 – блоки подушки.

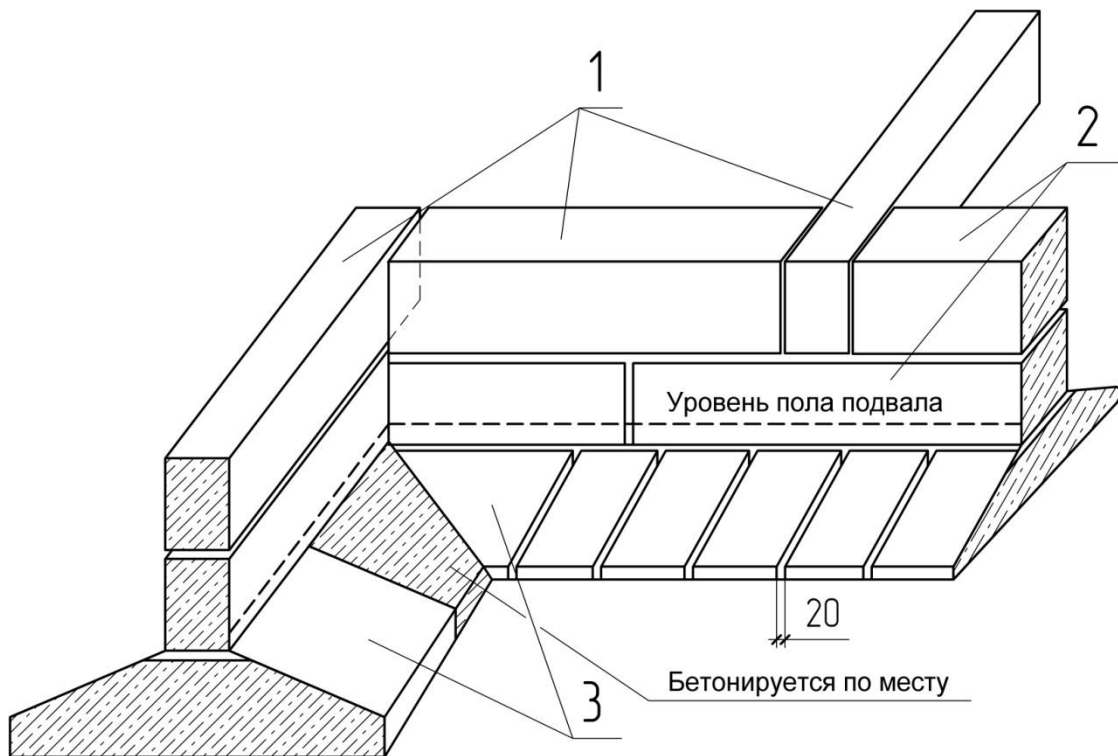
Типы блоков-подушек фундаментов:



## 12.4.1. Ленточные фундаменты под несущими стенами

Ленточные фундаменты распределяют нагрузку по ширине фундамента. По длине фундамента нагрузка распределяется самой стеной.

Фундаментные подушки укладывают на песчаную подсыпку с зазорами без заливки швов между ними раствором. Номинальные размеры зазоров принимаются равными 20 мм, толщина песчаной подсыпки 100 мм.



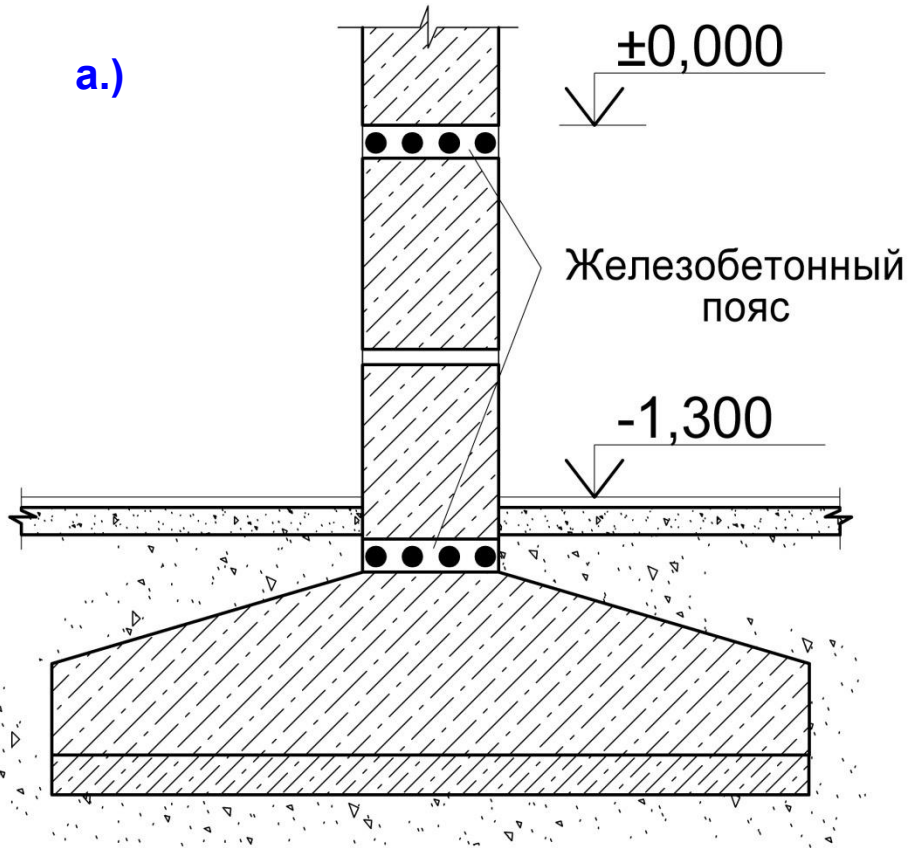
С целью уменьшения числа типов-размеров фундаментные подушки допускается укладывать с уширенными зазорами шириной в свету до 300 мм, но с обязательным ограничением передаваемого на грунт давления в пределах расчетного сопротивления основания.

**Сборный ленточный фундамент внутренней стены:**

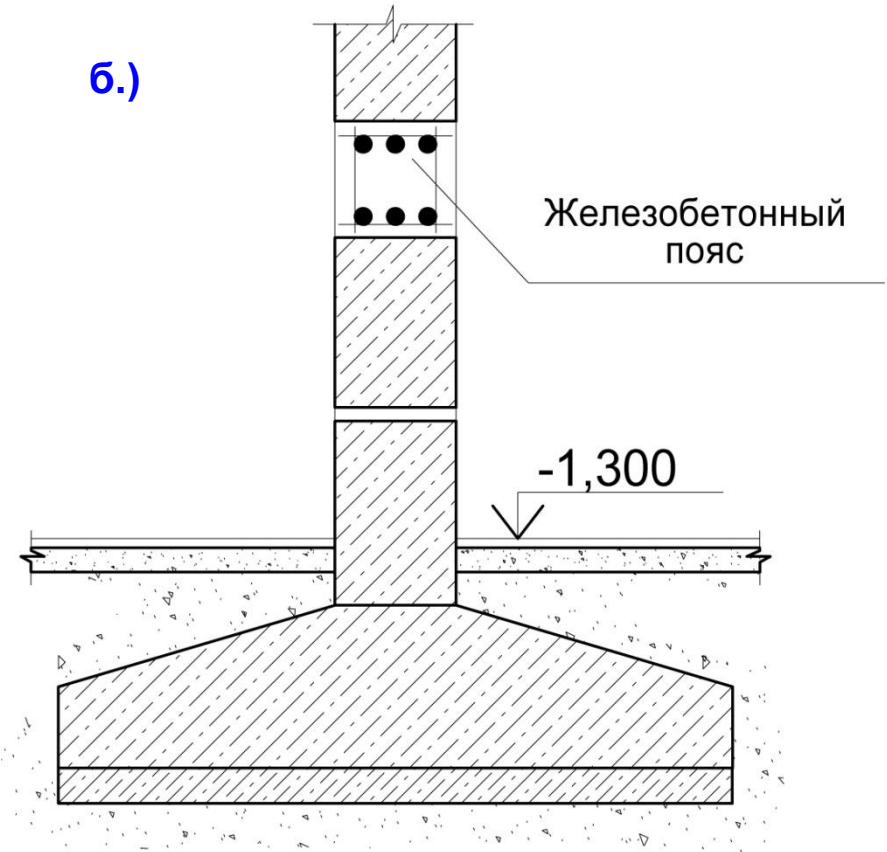
- 1 – фундамент внутренней стены;
- 2 – блоки стен подвала;
- 3 – плиты подушки фундамента.

## 12.4.1. Ленточные фундаменты под несущими стенами

а.)



б.)



Сборный ленточный фундамент с армированным поясом под внутреннюю стену:

а – 2 пояса;

б – один пояс, армированный каркасами.

## 12.4.1. Ленточные фундаменты под несущими стенами

Армирование подошвы ленточных фундаментов производится главным образом в поперечном направлении. Предельные стержни принимаются в качестве распределительной арматуры.

При слабых податливых или неоднородных грунтах с целью восприятия растягивающих напряжений фундаментом и создания общей монолитности следует в горизонтальных швах фундаментных блоков устраивать армированные пояса: нижний - поверх подушки фундамента, верхний – по обрезу, под цоколем здания.

Армирование пояса должно иметь не менее трех стержней.

Армированные пояса следует устраивать также над фундаментными блоками или подушками в нижних частях дверных проемов стен подвалов.

## 12.4.1. Ленточные фундаменты под несущими стенами

Блоки стен подвалов в основном применяются в виде параллелепипедов. Торцевые грани блоков должны иметь на всю высоту блока выемки (пазы в виде четвертей) для заполнения вертикальных швов раствором.

Для облегчения фундаментов и уменьшения затрат материалов блоки стен могут быть изготовлены:

- пустотелыми;
- с цилиндрическими;
- прямоугольными;
- щелевыми пустотами.

Фундаментные блоки и подушки обычно изготавливаются из тяжелого бетона классов В10÷В15.

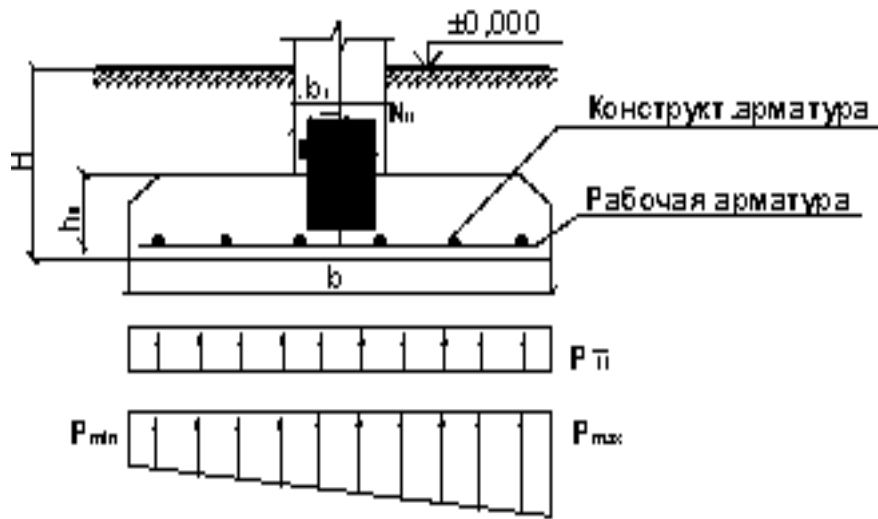
Расчет ленточных фундаментов ведется в два этапа.

На первом этапе – определяют ширину подошвы фундамента.

$$b \cdot 1\text{м} = A = \frac{N_{\text{II}}}{R_0 - \gamma_m \cdot H}$$

где  $N_{\text{II}}$  – сжимающее усилие, определяемое в виде погонной нагрузки на фундамент, т.е. нагрузка собирается на единицу длины фундамента.

## 12.4.1. Ленточные фундаменты под несущими стенами



Должны выполняться следующие неравенства:

$$p_{II} = \frac{N_n}{b \cdot 1} \leq R$$

$$p_{max} \leq 1,2 \cdot R$$

$$p_{min} \geq 0$$

К определению ширины подошвы  
фундамента

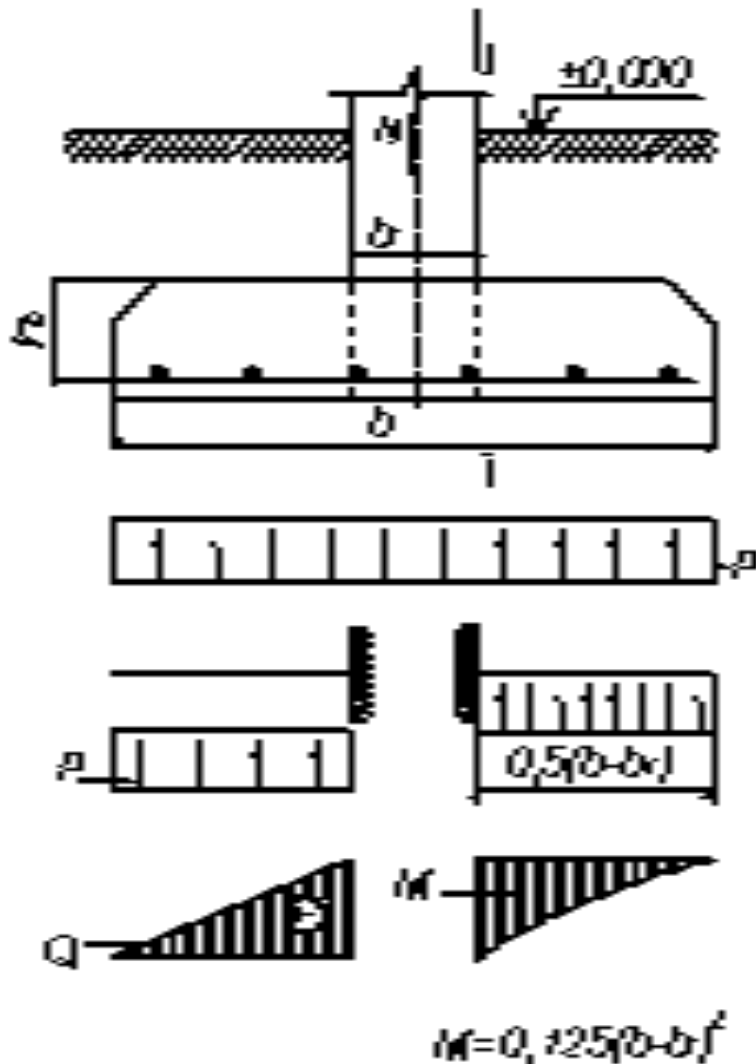
Рабочая высота фундамента подбирается из условия:  $Q \leq Q_b$

$$Q = 0,5 \cdot p \cdot (b - b_1)$$

$$Q_b = R_{bt} \cdot a \cdot h_0$$

где  $a$  – длина рассчитываемого участка, принимаемая равной 1 м.

## 12.4.1. Ленточные фундаменты под несущими стенами



Отсюда получают формулу для проверки достаточности первоначальной принятой высоты фундаментной подушки:

$$h_0 \geq \frac{0,5 \cdot p(b - b_1)}{R_{bt} \cdot a}$$

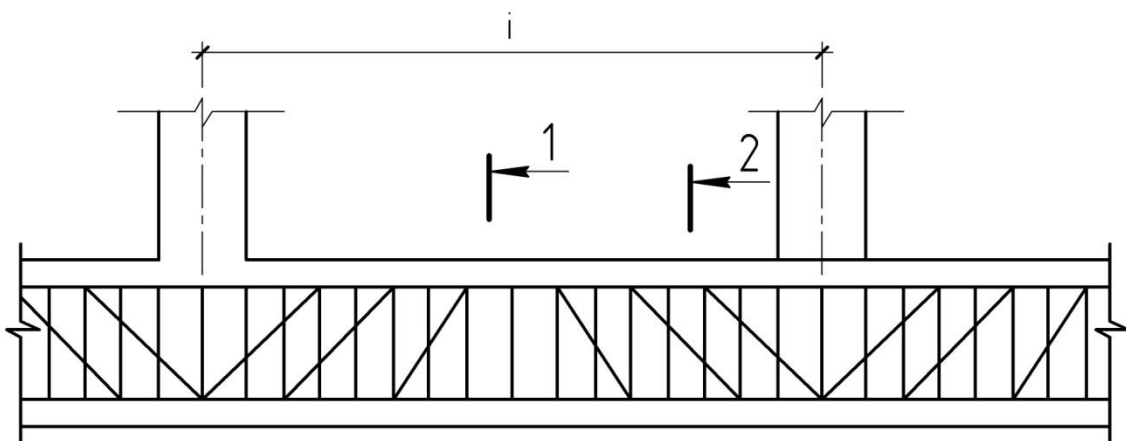
Требуемое сечение арматуры подушки рассчитывают по изгибающему моменту.

$$\begin{aligned} M_{1-1} &= \frac{p \cdot (0,5 \cdot (b - b_1))^2}{2} = \\ &= 0,125 \cdot p \cdot (b - b_1)^2 \end{aligned}$$

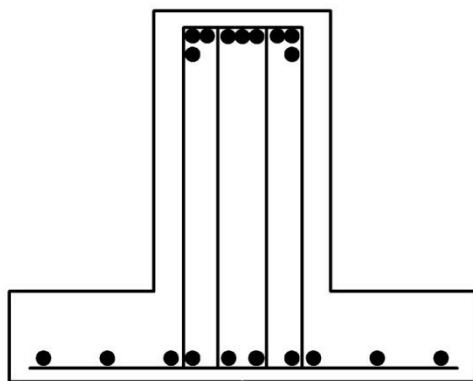
Тогда 
$$A_s = \frac{M_{1-1}}{0,9 \cdot R_s \cdot h_0}$$

К расчету сечения арматуры подушки

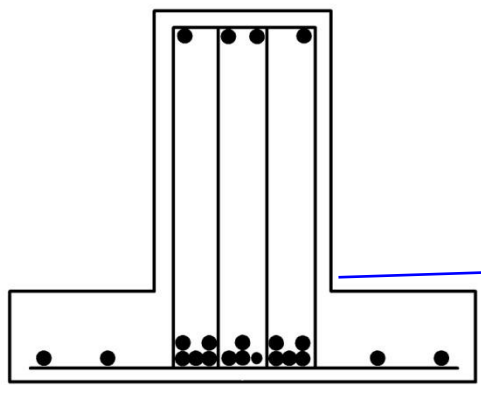
## 12.4.2. Ленточные фундаменты под рядами колонн



Сечение 1-1



Сечение 2-2



Ленточные фундаменты под рядами колонн делают тогда, когда подошвы отдельных фундаментов близко подходят друг к другу, что обычно бывает при слабых грунтах и больших нагрузках. Целесообразно применять ленточные фундаменты при неоднородных грунтах и внешних нагрузках, различных по величине, так как ленточные фундаменты выравнивают неравномерные осадки основания.

**Монолитный ленточный фундамент**



## 12.4.2. Ленточные фундаменты под рядами колонн

Отдельная фундаментная лента работает в продольном направлении на изгиб как балка, находящаяся под воздействием сосредоточенных нагрузок от колонн сверху и распределенного реактивного давления грунта снизу.

Ребра этой ленты армируют подобно многопролетным балкам. Продольную рабочую арматуру назначают расчетом по нормальным сечениям на действие изгибающих моментов. Поперечные стержни устанавливаются по результатам расчета по наклонным сечениям.

**Расчет фундамента в продольном направлении ведут в 3 этапа:**

1. Определение реактивного давления под подошвой;
2. Определение внутренних усилий  $M$  и  $Q$ , действующих в фундаменте;
3. Установление необходимых размеров фундамента и подбор арматуры.

Для определения очертания эпюры реактивного давления в основном используется два метода:

1. Рассматривается система фундамент-грунт как балка на упругом основании (на основании гипотезы Винклера).
2. Система фундамент-грунт рассматривается как балка на упругом полупространстве (метод Жемочкина).

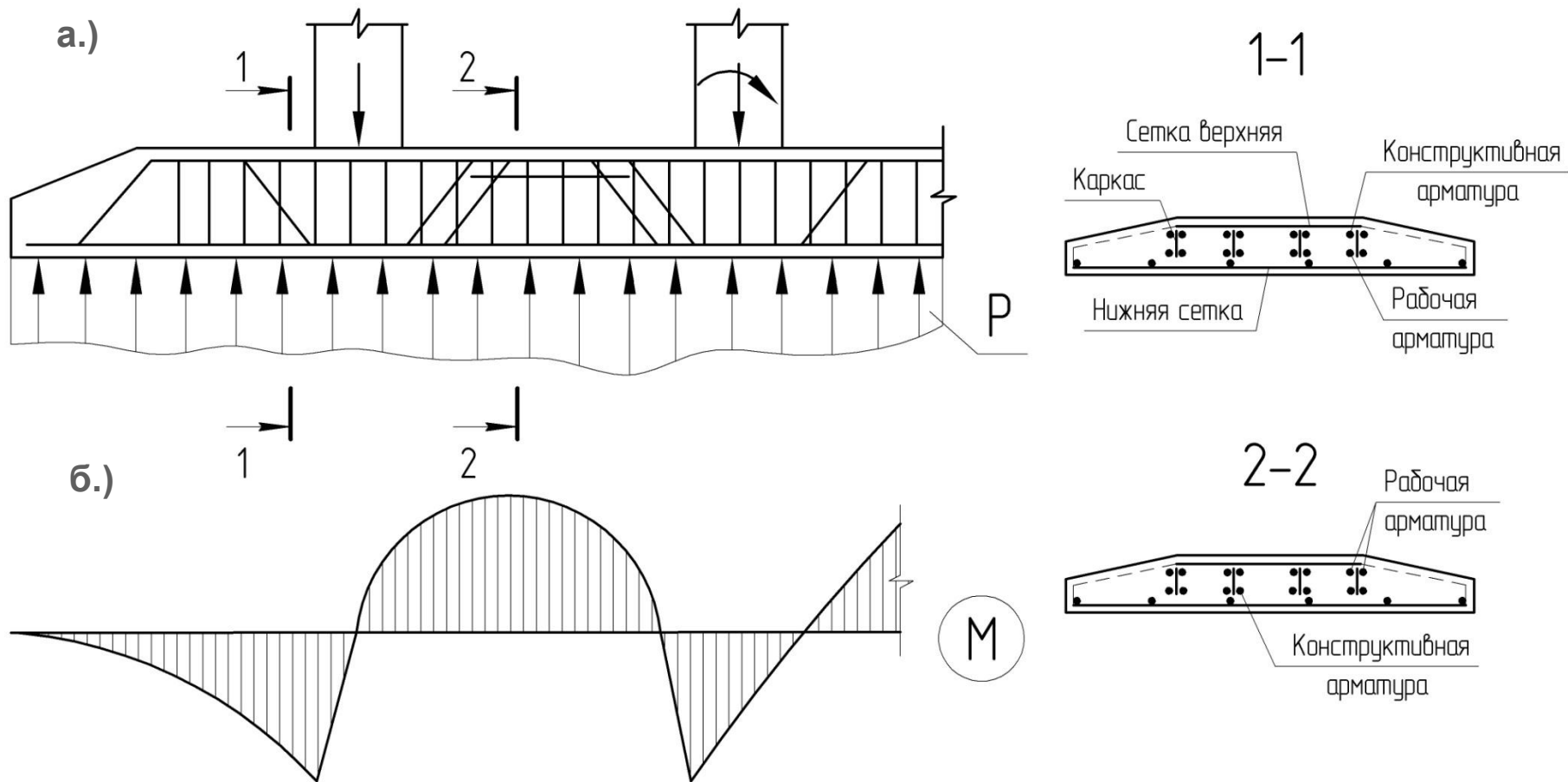
## 12.4.2. Ленточные фундаменты под рядами колонн

Предпосылкой расчета по этому методу является допущение о том, что осадка в данной точке основания не зависит от осадки других точек и прямо пропорциональна давлению в этой точке.

Согласно этой гипотезе основание проседает только в пределах подошвы сооружения. Сам фундамент считается недеформируемым телом. В действительности основание вовлекается в работу и за пределами фундамента, а фундамент под нагрузкой деформируется.

## 12.4.2. Ленточные фундаменты под рядами колонн

### Схема работы ленточного фундамента под ряды колонн



а – конструкция фундамента, нагруженного сосредоточенными силами от колонн и реактивным давлением грунта; б – очертание эпюры изгибающих моментов

## 12.4.2. Ленточные фундаменты под рядами колонн

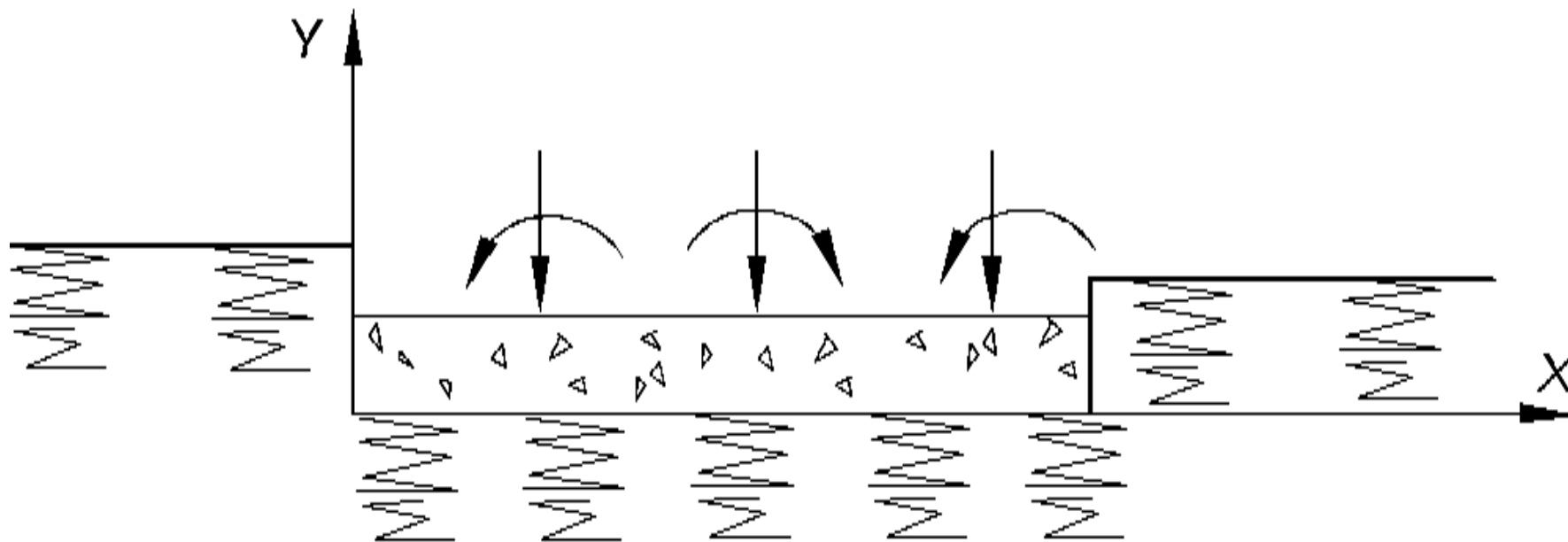


Схема балки на упругом основании

$$p = k \cdot y$$

где  $y$  – текущая ордината точки (вертикальное перемещение точки фундамента);  
 $k$  – коэффициент постели (значение его принимается по таблицам в зависимости от свойств грунта основания).

## 12.4.2. Ленточные фундаменты под рядами колонн

Для нахождения ординат эпюры реактивного давления используется зависимость. Основное уравнение изгиба фундаментной ленты записывается в виде:

$$\frac{d^4 y}{dx^4} - \frac{p}{EI} = 0$$

где  $EI$  – изгибная жесткость фундамента;

$E$  – модуль упругости материала фундамента;

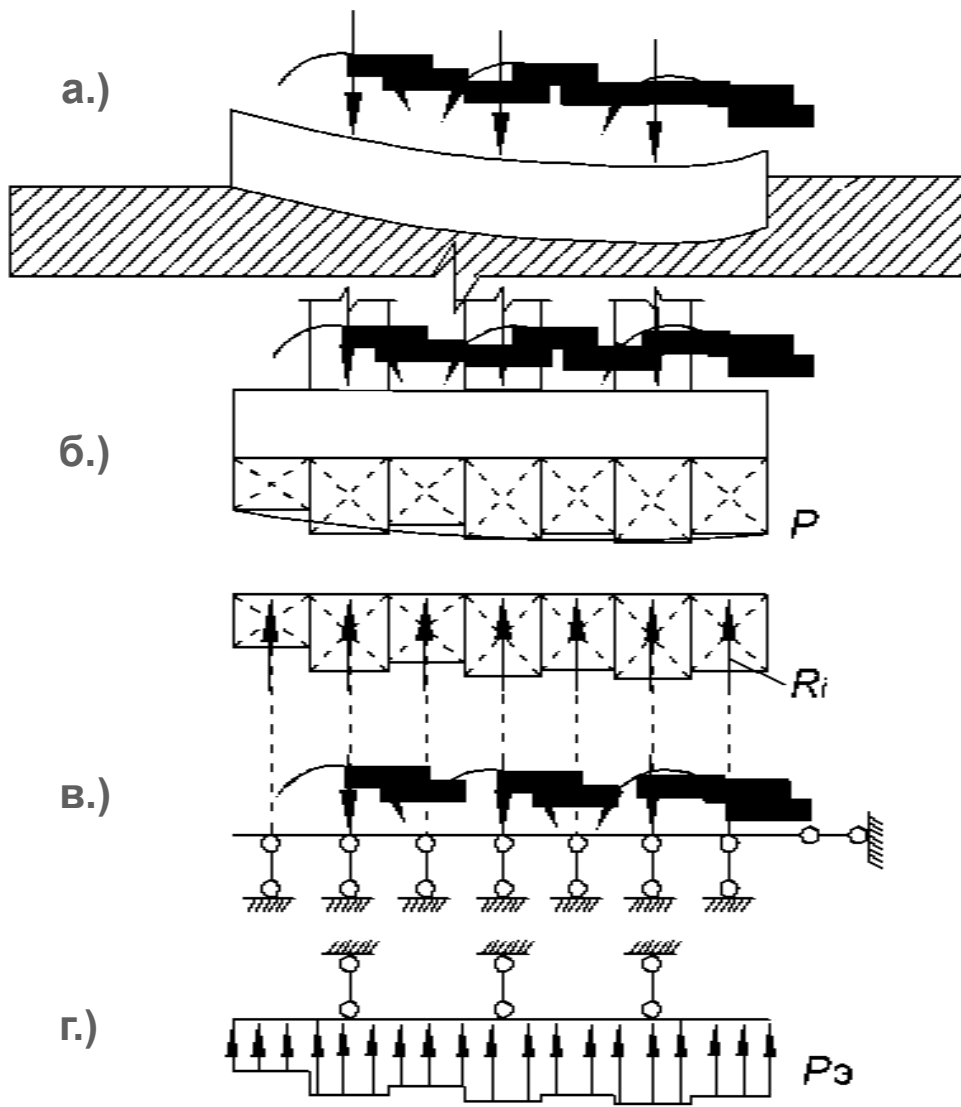
$I$  - момент инерции его поперечного сечения.

Первоначально расчеты, базирующиеся на гипотезе Винклера, имели два основных недостатка:

1. Для реальных грунтов значение коэффициента постели  $k$  не постоянно;
2. Не учитывается связность грунта за пределами фундамента.

Однако в последующем появились более современные методики, которые позволили выполнять расчеты с переменными коэффициентами. С широким применением ЭВМ эти расчеты чаще всего используются в современной практике проектирования фундаментов.

## 12.4.2. Ленточные фундаменты под рядами колонн



### К расчету балки на упругом полупространстве

а – схема деформирования ленты под нагрузкой;

б – принятая к расчету эпюра расчетного давления грунта;

в – многопролетная неразрезная балка с внешней нагрузкой, передающейся через колонны;

г – многопролетная неразрезная балка с внешней нагрузкой от реактивного давления грунта

## 12.4.2. Ленточные фундаменты под рядами колонн

Суть метода Жемочкина заключается в следующем.

Фундаментная лента по длине разбивается на какое-то количество одинаковых участков. На каждом участке криволинейная эпюра реактивного давления грунта заменяется прямоугольником с равновеликой площадью и находится равнодействующая  $R_i$ .

Фундамент рассматривается как многопролетная неразрезная балка. В месте равнодействующих ставятся опоры. Внешняя нагрузка  $N_i$  полностью переносится на эту балку.

Для определения реакций в опорах можно воспользоваться любым методом строительной механики. По найденным опорным реакциям вычисляют значения средних ординат эпюры давления под подошвой фундамента. В результате получают ступенчатую эпюру. Далее определяют в характерных сечениях балки изгибающие моменты. При этом за опоры балки принимаются колонны, а нагрузкой служит полученная ступенчатая эпюра давления от грунта. Значения моментов определяется в пролетах и на опорах.

Подбор площади арматуры производят как для изгибаемых элементов.

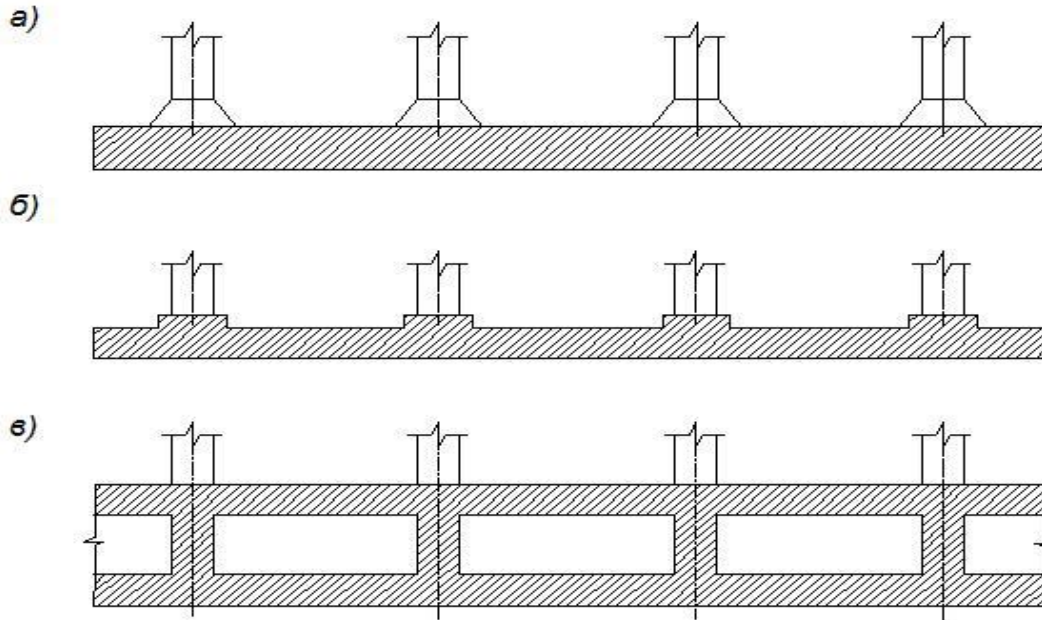
Метод Жемочкина также имеет ряд недостатков. Основной из них – грунт под подошвой фундамента рассматривается как линейно – деформируемое тело, что в общем случае не соответствует действительности.

## 12.5. Сплошные фундаменты

Сплошные фундаменты делают при особенно больших и неравномерно распределенных нагрузках, или очень сложных грунтовых условиях, например наличии в грунтах карстов.

Сплошные фундаменты бывают

- плитными безбалочными - а;
- плитно-балочными - б;
- коробчатыми - в;



Наибольшей жесткостью обладают коробчатые фундаменты. Однако они самые трудоемкие в изготовлении. По этой причине коробчатые фундаменты используются лишь в тех случаях, когда полости в фундаментах могут эффективно использоваться в технологическом процессе, например для устройства в них дымоходов.



## 12.5. Сплошные фундаменты

Выбор типа сплошного фундамента зависит от:

- конструктивной схемы здания;
- величин и характера распределения нагрузок;
- несущей способности основания;
- деформативности основания.

Конфигурацию фундамента в плане следует выбирать таким образом, чтобы равнодействующая основных нагрузок от сооружения проходила как можно ближе к его центру.

Наиболее эффективны фундаменты в виде плоской плиты, **отличающиеся простотой конструкции и технологичностью изготовления**. Их рекомендуется применять при расстоянии между колоннами до 9 м и нагрузках на колонну до 10 000 кН.

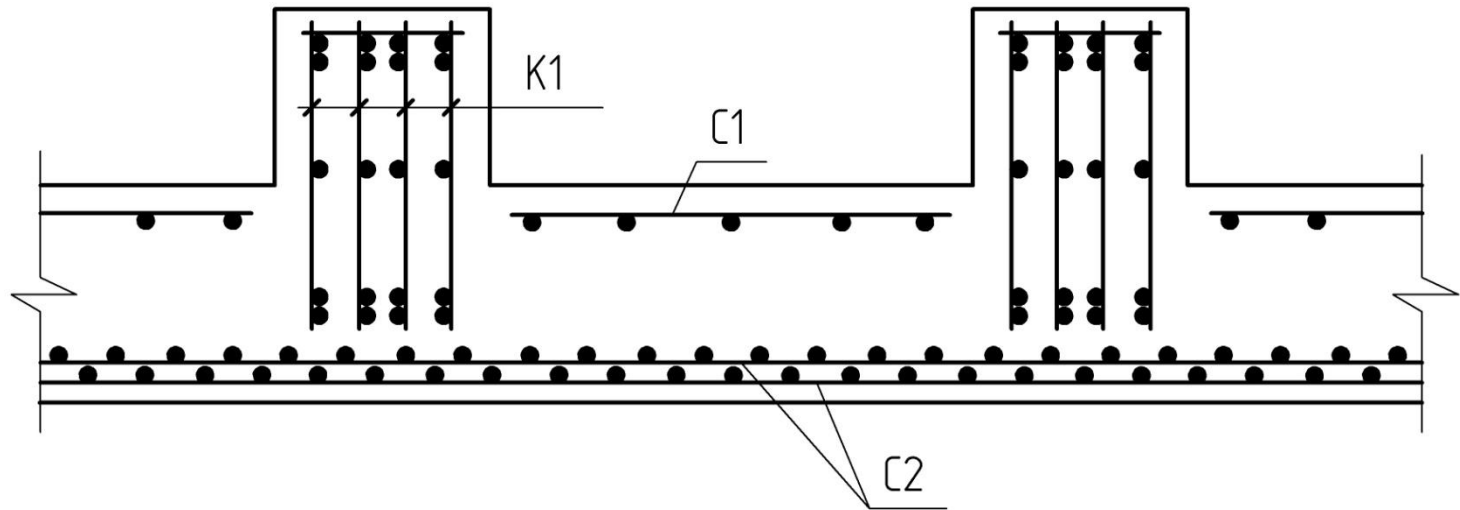
Толщину плиты принимают равной примерно  $1/6$  расстояния между колоннами.

Сплошные плитные фундаменты армируют в одном направлении вертикально расположенными сварными сетками, в другом – горизонтальными сварными сетками или отдельными стержнями.

Монтажные стыки рабочей арматуры рекомендуется выполнять ванной сваркой в инвентарных формах.

## 12.5. Сплошные фундаменты

### Армирование плитно-балочных фундаментов



Ребристые плиты рекомендуется применять при нагрузках более 10 000 кН на колонны и расстояниях более 9 м между ними. Такие плиты могут оказаться целесообразными также при необходимости обеспечения большой жесткости фундамента.

Толщину плиты в ребристых плитных фундаментах принимают равной  $1/8...1/10$  пролета. Ребра армируют сварными либо вязаными сетками, плиты – сварными или вязанными сетками, расположенными по верху и низу плиты. Количество рабочей арматуры определяется расчетом.

## 12.5. Сплошные фундаменты

Под действием реактивного давления грунта **сплошной фундамент работает подобно перевернутому железобетонному покрытию**, в котором колонны выполняют роль опор, а элементы конструкции фундамента испытывают изгиб под действием давления грунта снизу.

Задача расчета фундаментной плиты является одной из трудных задач строительной механики. Трудность связана, **во-первых**, с необходимостью учета взаимодействия плиты и основания, **во-вторых**, с необходимостью детального учета сложнейшего поведения под нагрузкой как грунта, так и железобетонной плиты.

Даже в том относительно простом случае, когда материал плиты предполагается упругим, а основание – линейно деформируемым, определение усилий в плите требует привлечение ЭВМ.

При этом могут применяться различные модели упругого основания. Наиболее простая из них – основанная на гипотезе Винклера. Однако, эта модель неполно отражает свойства основания – не учитывает его распределительную способность. Учесть распределительную способность грунта позволяют более сложные модели основания (модель с переменными коэффициентами жесткости, упругого полупространства, упругого слоя).

## 12.6. Расчетные модели грунтового основания

В разное время исследователями было предложено множество различных расчетных моделей сплошного грунтового основания. Среди них можно выделить:

1. Модель Винклера и ее модификации
2. Модели упругого (линейно-деформируемого полупространства и линейно деформируемого слоя конечной толщины, рекомендуемые СНиП)
3. Нелинейные (упругопластические) модели.

До последнего в практике строительного проектирования чаще использовалась наиболее простая модель грунтового основания:

**модель линейно деформируемого тела.**

Использование данной модели было определено возможностью ее реализации в несложных инженерных методах расчета.

Основным аргументом против применения теории упругости к грунтам – это очень большие остаточные деформации в грунтах и то, что они не работают или очень незначительно работают на растяжение.

## 12.6. Расчетные модели грунтового основания

Но, принимая во внимание то, что приложенную к грунтам нагрузку от сооружения, как правило, не снимают, вопросы об остаточных деформациях и о невозможности работы грунта на растяжение отпадают, лишь бы при нагружении осадки были пропорциональны нагрузке.

В модели линейно деформируемой среды зависимость между нагрузками, передаваемыми на грунтовое основание зданием, и осадками этого здания принимается линейной. В действительности зависимость «нагрузка-осадка» может считаться линейной без значительных погрешностей только в небольшом, начальном диапазоне давлений, т.е. применение линейных моделей ограничивается фазой уплотнения грунта.

В настоящее время благодаря своей простоте и наглядности наибольшее распространение в инженерной практике получили модели грунта, основанные на гипотезе Винклера о пропорциональности реактивного давления грунта (отпора грунта) прогибам верхнего строения в соответствующих точках.

**Основной недостаток модели:** модель с постоянным коэффициентом постели не отражает распределительной способности грунта.

Тем не менее модель Винклера ввиду ее предельной математической простоты популярна и продолжает применяться в практике строительного проектирования.

## 12.6. Расчетные модели грунтового основания

В связи с широким внедрением в инженерную практику ЭВМ большое распространение получили **модели основания в виде системы конечных элементов**.

При наделении каждого элемента или группы элементов, а также сопряжения между ними теми или иными физико-механическими характеристиками можно смоделировать любую геометрию и картину деформирования основания под нагрузкой и отобразить распределительную способность грунта, наиболее точно соответствующую полученным в результате полевых и лабораторных условий параметрам грунтового массива.

Такая модель основания при расчете здания совместно с основанием весьма трудоемка, ее точность напрямую зависит от объемов и программы инженерно-геологических изысканий грунтового основания, но именно она позволяет **учитывать неоднородность свойств в пространстве и нелинейность поведения разных слоев грунта**.

Все выше упомянутые модели нашли свое применение в ПК:

- Лира;
- SCAD;
- STARK\_ES.

