

Тема 4. Нагрузки на основание. Предварительный подбор размеров подошвы центрально и внецентренно нагруженных фундаментов. Расчет фундамента по предельным деформациям оснований. Расчет оснований по несущей способности. Конструктивные меры борьбы по уменьшению влияния неравномерных осадок сооружений. Расчет прерывистых фундаментов.

Нагрузки на основание.

Расчеты оснований производятся на расчетные значения нагрузок, которые определяются как произведение нормативных нагрузок на коэффициент надежности по нагрузке γ_f учитывающий возможное отклонение нагрузок в неблагоприятную сторону от нормативных значений. Он устанавливается в зависимости от группы предельного состояния. Коэффициент γ_f принимается при расчетах по первой группе предельных состояний (по несущей способности) равным 1,0.

Расчет основания по расчетному сопротивлению грунта является разделом проектирования оснований и фундаментов по деформациям, поэтому его проводят на основное сочетание расчетных нагрузок по снб и т.п.

В *основное сочетание* нагрузок входят постоянно действующие и временные нагрузки, принимаемые с соответствующими коэффициентами сочетания.

Постоянной нагрузкой является собственный вес конструкций сооружения. Под его действием уплотняются грунты основания.

Длительные временные нагрузки - это нагрузки от оборудования, нагрузки в складских помещениях, от мостовых кранов, температурные воздействия и т. п.

Кратковременные нагрузки - вес людей, ветровые воздействия, снеговые нагрузки и т.п.

В основном сочетании используется одна кратковременная нагрузка с коэффициентом перегрузки $k_c = 1$, две или более кратковременные нагрузки с $k_c = 0,9$.

Особое сочетание состоит из постоянных, длительных, возможных кратковременных и одной из особых. Кратковременная нагрузка принимается с коэффициентом снижения $k_c = 0,8$.

При выборе кратковременных нагрузок важно учитывать длительность их действия. Если в основании залегают насыщенные водой пылевато-глинистые грунты, медленно деформирующиеся по мере выдавливания воды из пор и развития деформаций ползучести, то кратковременные нагрузки (например, порывы ветра) почти не отражаются на величине осадки зданий. В связи с этим из числа кратковременных нагрузок при проектировании зданий выбирают такие, которые действуют относительно продолжительное время.

При быстродеформирующихся грунтах (пески, супеси) учитывают все кратковременные нагрузки с соответствующим коэффициентом сочетания.

Предварительный подбор размеров подошвы центрально и внецентренно нагруженных фундаментов.

Предварительное определение размеров фундамента в плане производится с учетом расчетного сопротивления грунта основания R . Площадь подошвы фундамента любой формы в плане при центральной нагрузке определяется по формуле:

$$A = \frac{N_{II}}{R_0 - \gamma_{cp} \cdot d_1},$$

где N_{II} – расчетная нагрузка (для расчета оснований по деформациям) по обрезу фундамента, кН; R_0 – принятое расчетное сопротивление грунта основания, рассчитанное для условного фундамента с шириной подошвы $b=1$ м; γ_{cp} – среднее значение удельного веса материала фундамента и грунта на его уступах (принимается $\gamma_{cp} = 20,0 \dots 22,0$ кН/м³); d_1 – глубина заложения фундамента, м. Полученное значение A для внецентренно нагруженного фундамента увеличивается на 10-15%.

Ширина ленточного фундамента под стену, когда подсчет нагрузок производится на 1 пог. м длины фундамента равна

$$b = \frac{A}{1}.$$

Ширина фундамента, имеющего в плане форму квадрата, равна

$$b = \sqrt{A}.$$

При определении размеров подошвы прямоугольного фундамента поступают следующим образом:

а) задаются коэффициентом отношения сторон; $\eta = \frac{l}{b}$

б) определяют ширину фундамента по формуле

$$b = \sqrt{\frac{A}{\eta}};$$

в) определяют длину фундамента $l = b \cdot \eta$.

Полученные по расчету размеры подошвы фундамента следует округлить, чтобы они были кратными 100 мм. Ленточные фундаменты, как правило, проектируются из сборных ж/б плит.

Размеры подошвы фундамента в основном зависят от механических свойств грунтов оснований и характера нагрузок, передающихся фундаменту, от особенностей несущих конструкций, передающих нагрузку фундаменту.

Размеры фундамента необходимо подобрать такими, чтобы выполнялось условие

$$S \leq S_U, \quad (1)$$

т.е. расчетные осадки не должны превышать допустимые.

Выполнение этого условия реализуется при соблюдении следующих условий:

а) для центрально-сжатых фундаментов

$$P_{cp} \leq R; \quad (2)$$

б) для внецентренно сжатых фундаментов

$$P_{cp} \leq R; \quad P_{max} \leq 1,2R; \quad P_{min} > 0. \quad (3)$$

Если нагрузка от веса наземных конструкций F_V по обрезу фундамента известна, то давление под подошвой фундамента будет

$$P = \frac{F_V + G_{cp} + G_{\phi}}{A}, \quad (4)$$

где A - площадь подошвы фундамента, м²;

$G_{гр}$, G_{ϕ} - вес обратной засыпки и вес фундамента.

В практических расчетах, осредняя вес грунта и вес фундамента, давление определяют по формуле

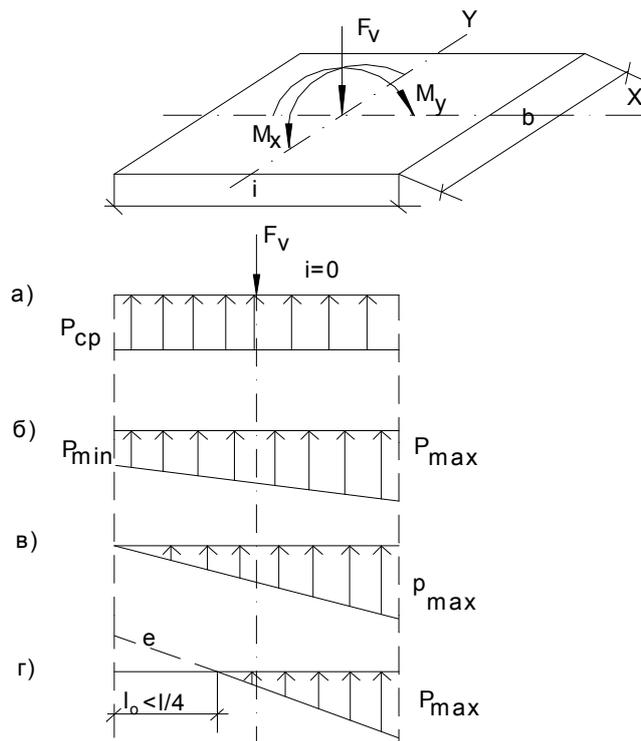
$$P = \frac{N}{A} + \gamma_{cp} \cdot d, \quad (5)$$

где $\gamma_{cp} = 20 \text{ кН/м}^3$ – среднее значение удельного веса фундамента и грунта на его обрезах.

Максимальное и минимальное давление под подошвой внецентренно нагруженного фундамента

$$P_{min}^{max} = \frac{N_{ii}}{A} \pm \frac{M_{ii}}{W}, \quad (6)$$

где W – момент сопротивления подошвы фундамента, м³.



а - $M_y = 0; F_V \neq 0$; б - $e_Y = \frac{M_Y}{F_V} < \frac{e}{6}$; в - $e_Y = \frac{e}{6}$; г - $\frac{1}{4} \geq e_Y > \frac{e}{6}$

Рисунок 7 - Эпюры давлений по подошве фундаментов

Расчетное сопротивление грунта R характеризует предельный уровень напряжений в грунте, при котором основание еще можно считать линейно деформируемой средой, и определяется по формуле

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} \left[M_{\gamma} \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma'_{II} + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot C_{II} \right], (7)$$

где: γ_{C1} и γ_{C2} – коэффициенты условий работы, учитывающие особенности работы разных грунтов в основании фундаментов и принимаемые по таблице 16;

k – коэффициент, принимаемый: $k=1$ – если прочностные характеристики грунта (φ и c) определены непосредственными испытаниями и $k=1,1$ – если они приняты по нормативным таблицам;

k_z – коэффициент принимаемый $k_z=1$ при $b < 10$ м; $k_z = z_0/b + 0,2$ при $b \geq 10$ м;

b – ширина подошвы фундамента, м;

γ_{II} и γ'_{II} – усредненные расчетные значения удельного веса грунтов, залегающих соответственно ниже подошвы фундамента (при наличии подземных вод определяется с учетом взвешивающего действия воды) и выше подошвы, кН/м^3 ;

C_{II} – расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента, кПа ;

d_b – глубина подвала – расстояние от уровня планировки до пола подвала, м (для сооружений с подвалом шириной $B \leq 20$ м и глубиной более 2 м принимается $d_b = 2$ м, при ширине подвала $B > 20$ м принимается $d_b = 0$);

M_{γ} , M_q , M_c – безразмерные коэффициенты;

d_1 – глубина заложения фундаментов бесподвальных сооружений или приведенная глубина заложения наружных и внутренних фундаментов от пола подвала: $d_1 = h_s + h_{cf} \gamma_{cf} / \gamma'_{II}$, м;

h_{cf} – толщина конструкции пола подвала, м;

γ_{cf} – расчетное значение удельного веса конструкции пола подвала, кН/м^3 .

Расчет фундамента по предельным деформациям оснований.

Общие сведения. Основания и фундаменты надлежит проектировать так, чтобы была надежно обеспечена возможность нормальной эксплуатации сооружений. Для этого они должны быть прочными и устойчивыми, т. е. обладать достаточной несущей способностью. Если это условие не выполнено, то несущая способность основания и фундамента может оказаться исчерпанной, в результате чего расположенное на них сооружение будет разрушено или деформировано в такой степени, что нормальная эксплуатация сооружения будет невозможна или значительно затруднена. Различают пять форм исчерпания несущей способности оснований и фундаментов:

- 1) истощение прочности фундамента (прочности материала фундамента), приводящее к его разрушению;
- 2) истощение устойчивости фундамента, приводящее к его опрокидыванию;
- 3) истощение устойчивости фундамента, вызывающее его сдвиг;
- 4) истощение прочности основания, приводящее к большим просадкам;
- 5) истощение устойчивости основания, сопровождающееся сдвигом массы грунта совместно с фундаментом по некоторой поверхности скольжения — глубокий сдвиг.

Наиболее характерные схемы потери устойчивости фундаментов: опрокидывание с поворотом; плоский сдвиг; глубокий сдвиг.

Расчеты, выполняемые с целью не допустить истощения несущей способности оснований и фундаментов, называют расчетами их на прочность и устойчивость.

Основания и фундаменты могут обладать достаточной несущей способностью, но под воздействием нагрузок получать значительные перемещения, недопустимые по условиям нормальной эксплуатации сооружений. Расчеты оснований и фундаментов, имеющие целью не допустить таких перемещений, называются расчетами по деформациям.

Железобетонные конструкции фундаментов рассчитывают также на трещиностойкость. Такие расчеты должны исключить возможность чрезмерного раскрытия трещин, при котором возникает опасность коррозии (ржавления) арматуры. На трещиностойкость фундаменты рассчитывают обычными методами расчета железобетонных конструкций, которые в настоящем курсе не рассматриваются.

Расчеты оснований и фундаментов на прочность, устойчивость по деформациям и на трещиностойкость, как и других строительных конструкций, выполняют по методу предельных состояний. Под предельным состоянием подразумевается такое напряженное состояние конструкций или оснований, когда при самом незначительном увеличении нагрузок они перестают удовлетворять предъявляемым к ним требованиям: наступает их разрушение, возникают недопустимые деформации, происходит потеря устойчивости и т. п.

Основания и фундаменты мостов и труб под насыпями рассчитывают по двум группам предельных состояний:

по первой группе — по несущей способности оснований, устойчивости фундаментов против опрокидывания и сдвига, устойчивости фундаментов при действии сил морозного пучения грунтов, прочности и устойчивости конструкций фундаментов;

по второй группе — по деформациям оснований и фундаментов (осадкам, кренам, горизонтальным перемещениям), трещиностойкости железобетонных конструкций фундаментов.

Восприятие нагрузки фундаментом сопровождается его осадкой, которая обусловлена уплотнением грунта и потерей его устойчивости, характеризуемой деформационными сдвигами слоев. Величина осадки (δ) зависит не только от прочностных характеристик грунта, но и от значения прилагаемого

усилия (F), как у пружины, величина сжатия которой зависит от её жесткости и от приложенной силы.

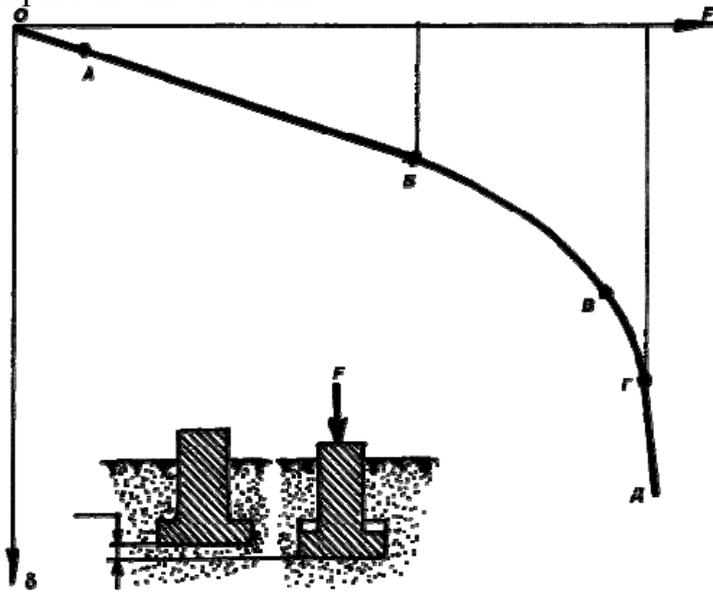


График зависимости осадки фундамента от нагрузки

На графике можно выделить типичные участки, характеризующие деформационно-напряженные процессы, проходящие в основании и сопровождающиеся перемещением и уплотнением грунта ():

ОА — фаза упругих деформаций (а);

АБ — фаза уплотнения и местных сдвигов (б);

БВ — фаза сдвигов и начало бокового уплотнения (в);

ВГ — фаза выпора (г);

ГД — фаза преобладающего бокового уплотнения (д).

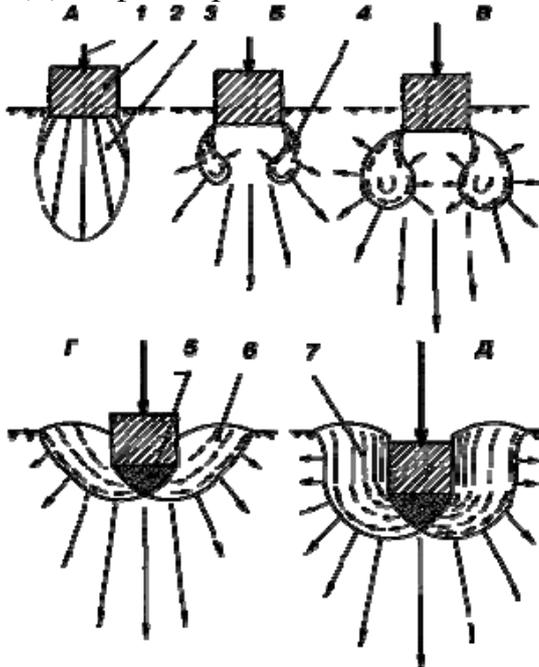


Схема развития деформаций и перемещений грунта: А — фаза упругих деформаций; Б — фаза уплотнения и местных сдвигов; В — фаза развития сдвигов и начало бокового уплотнения; Г — фаза выпора; Д — фаза преобладающего бокового уплотнения; 1 — нагрузка; 2 — фундамент; 3 — зона уп-

ругих деформаций; 4 — зона сдвиговых деформаций; 5 — выпор грунта; 6 — ядро уплотненного грунта; 7 — зона бокового уплотнения

Наиболее востребованные фазы работы основания, которые используются в условиях строительства — ОА, АБ и начальная часть фазы БВ, где преобладающими являются упругие деформации основания. Каждому типу фундамента соответствует своя фаза деформаций:

ОА — для фундамента в виде плит, где давление на грунт невелико;

АБ — ленточный мелкозаглубленный фундамент;

АБ (конец) и БВ — столбчатый фундамент.

Остальные фазы работы основания (ГД) реализуются в основном при создании свайных фундаментов, применяемых в индустриальном строительстве (забивные сваи).

Расчет оснований по несущей способности (для фаз ОА, АБ, начало БВ) выполняют через определение требуемой площади подошвы фундамента по следующей формуле:

$S > \gamma_n F / \gamma_c R_o$, где

S — площадь подошвы фундамента (см²);

F — расчетная нагрузка на основание (общий вес дома, в том числе фундамент, полезная нагрузка, снеговой покров) (кг);

$\gamma_n = 1,2$ — коэффициент надежности;

γ_c — коэффициент условий работы.

Расчет оснований по несущей способности.

Расчет оснований по несущей способности должен производиться в случаях, если:

а) на основание передаются значительные горизонтальные нагрузки (подпорные стены, фундаменты распорных конструкций и т.п.), в том числе сейсмические;

б) сооружение расположено на откосе или вблизи откоса;

в) основание сложено дисперсными грунтами;

г) основание сложено скальными грунтами.

Расчет оснований по несущей способности в случаях, перечисленных в подпунктах «а» и «б», допускается не производить, если конструктивными мероприятиями обеспечена невозможность смещения проектируемого фундамента.

Если проектом предусматривается возможность возведения сооружения непосредственно после устройства фундаментов до обратной засыпки грунтом пазух котлованов, следует производить проверку несущей способности основания, учитывая нагрузки, действующие в процессе строительства.

Расчет оснований по несущей способности производится если:

- на основание передается значительная горизонтальная нагрузка (распорные конструкции, давление грунта на подпорные стенки, сейсмические воздействия);

- основание сложено практически несжимаемыми грунтами;

- основание расположено вблизи откоса;

-в основании залегают медленно уплотняющиеся, водонасыщенные, глинистые и заторфованные грунты (при $S_r \geq 0,85$ и коэффициенте консолидации $C_v \leq 107 \text{ см}^2/\text{год}$).

Расчет по несущей способности предполагает вычисление вертикальной силы предельного сопротивления, а также проверку устойчивости на сдвиг по подошве, или глубинный сдвиг с захватом грунта основания и потерю устойчивости на опрокидывание.

Устойчивость ленточных фундаментов проверяется в направлении короткой стороны, а прямоугольных - в направлении действия горизонтальной нагрузки и момента.

Расчет несущей способности оснований производится по условию

$$F \leq \frac{\gamma_c F_u}{\gamma_n}$$

где F - допустимая расчетная нагрузка на основание;

F_n - сила предельного сопротивления основания (несущая способность основания);

γ_n - коэффициент надежности, принимаемый равным для сооружений: 1 класса - 1,20; 2 класса - 1,15; 3 класса - 1,1;

γ_c - коэффициент условий работы, принимаемый по таблице.

Конструктивные меры борьбы по уменьшению влияния неравномерных осадок сооружений.

Во многих случаях возможные неравномерности осадок выравнивают до допустимых значений с помощью фундаментов, имеющих различную глубину заложения (рис. 3.8, а), или при постоянной глубине заложения используют фундамент с изменяемыми размерами подошвы (рис. 3.8, б). Первый вариант применяют в основном в случае изменения деформативных свойств основания по длине здания, а второй — при существенном различии нагрузок, передающихся на фундамент.

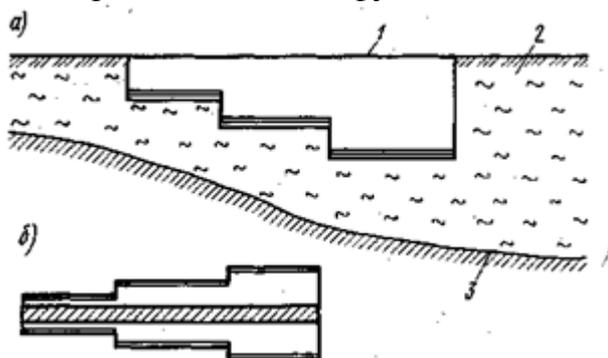


Рис. 3.8. Выравнивание осадок: 1 — фундамент; 2 — сильнодеформируемый грунт; 3 — малодеформируемый грунт

Значительного уменьшения неравномерности осадок можно добиться за счет рациональной компоновки зданий и сооружений по высоте и в плане. Для этого необходимо стремиться к созданию такого архитектурно-

планировочного решения, которое обеспечило бы более равномерную передачу нагрузки от веса здания на основание.

Как уже отмечалось выше, чувствительность зданий к неравномерным осадкам уменьшается по мере снижения жесткости зданий, а в абсолютно гибких зданиях даже при их значительном искривлении не возникают дополнительные усилия, поэтому для уменьшения чувствительности зданий к неравномерным осадкам необходимо использовать разрезные несущие и ограждающие конструкции. Однако применение гибких конструктивных схем должно быть обязательно обосновано с точки зрения соблюдения технологических и эксплуатационных требований, заключающихся в недопущении вредного влияния неравномерности осадок на технологические процессы и нормальную эксплуатацию зданий, а также исключение нарушения водосток, трубопроводов и других коммуникаций.

В условиях городского строительства наиболее чувствительным элементом являются стеновые конструкции. При развитии неравномерных осадок в них образуются дополнительные усилия, которые по достижении определенного значения приводят к образованию трещин. Иногда для исключения возможности образования трещин кладку стен (из кирпичей или крупных блоков) выполняют на медленно твердеющем известковом растворе, который в процессе твердения способен претерпевать значительные деформации ползучести, тем самым снижая дополнительные усилия.

Однако в большинстве случаев таким простым способом не удастся избавиться от образования трещин в стенах, поэтому для предотвращения их развития прибегают к устройству деформационных или осадочных швов (рис. 3.9, а — г), которые разрезают здания и сооружения по высоте сверху донизу на отдельные отсеки, приводя к снижению жесткости всего здания. В результате отдельные отсеки получают возможность свободного вертикального перемещения, тем самым снижая чувствительность зданий к местным неравномерностям осадок. Чрезмерно увлекаться устройством деформационных швов не рекомендуется в силу следующих причин: а) приходится увеличивать пространственную жесткость отдельных отсеков с помощью установки дополнительных связей или увеличения жесткости продольных и поперечных стен; б) осадочный шов, являясь, по существу, трещиной, предусмотренной проектом, при его некачественном выполнении может продуваться, пропускать влагу и промерзнуть в зимний период; в) в зонах расположения осадочных швов усложняется эксплуатация трубопроводов и других коммуникаций, так как они требуют нежесткого крепления; г) в помещениях, через которые проходят деформационные швы, после завершения стабилизации осадки часто требуется выполнять дополнительные штукатурно-малярные работы; д) каждый отдельный отсек здания способен получать свою осадку и крен, что может вызвать раскрытие или закрытие осадочного шва, причем последнее может привести к появлению значительных горизонтальных усилий и разрушению участков стен смежных отсеков, поэтому для обеспечения самостоятельности вертикальных и горизонтальных перемещений деформационные швы выполняют с надлежащим зазором (рис. 3.9, д) в продольном и

поперечном направлении, а упругая прокладка, расположенная в зазоре, должна обеспечивать непродуваемость даже при увеличении ширины раскрытия в 2 раза.

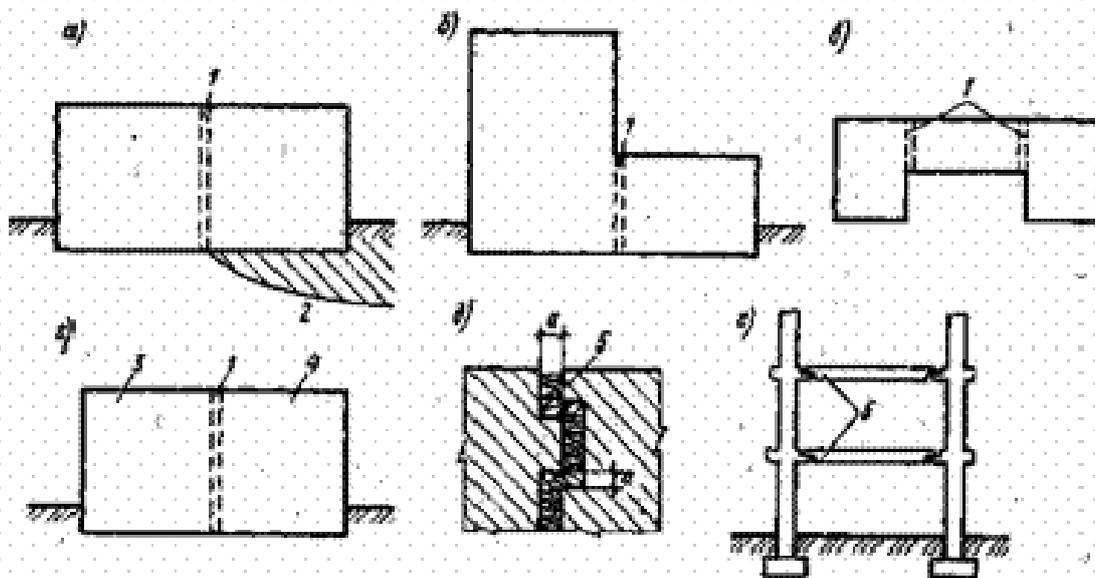


Рис. 3.9. Расположение и деталь деформационных швов: а — при наличии в основании грунтов различной сжимаемости; б — при различной высоте отдельных отсеков здания; в — при сложной конфигурации здания в плане; г — при различных сроках возведения отдельных частей здания; д — деталь осадочного шва; е — перекрытия подвески в каркасном здании; 1 — деформационный шов; 2 — сильносжимаемый слой грунта основания; 3 — участок здания первого года возведения; 4 — то же, второго года возведения; 5 — упругая прокладка; 6 — перекрытия подвески

В случае развития крена участка сооружения навстречу знак перед l_1 изменится на противоположный.

В настоящее время в практике городского строительства имеется тенденция к уменьшению количества деформационных швов до необходимого минимума. Их устраивают при наличии в основаниях грунтов разной сжимаемости (рис. 3.9, а), существенного различия по высоте отдельных участков здания (рис. 3.9, б), если здания имеют в плане сложную конфигурацию (рис. 3.9, в), отдельные части здания возводят в различные сроки (рис. 3.9, г), а также при строительстве протяженных зданий.

Уменьшения чувствительности зданий к неравномерным осадкам в некоторых случаях добиваются за счет увеличения жесткости конструкций с целью обеспечения перераспределения давления, возникающего под подошвой фундаментов. Чем больше жесткость здания, тем меньше вероятность проявления неравномерных осадок, однако тем больше дополнительных усилий возникает в несущих конструкциях. При снижении жесткости способность перераспределения давлений по подошве фундаментов уменьшается, поэтому снижается вероятность уравнивания неравномерности осадок, тем самым вызывая уменьшение дополнительных усилий, возникающих в конструкциях. Величину и характер развития неравномерных осадок, перераспре-

деление давлений по подошве фундаментов и дополнительные усилия, возникающие в конструкциях, можно определить из пространственного расчета сооружения, рассматриваемого совместно с деформируемым основанием.

В результате расчета может оказаться, что при развитии неравномерных осадок в здании возникает прогиб или выгиб (см. рис. 3.1, а, б). Известно, что стеновые конструкции, выполненные из кладки, при изгибе плохо сопротивляются растягивающим напряжениям и хорошо — сжимающим. При прогибе зона растяжения возникает в нижней части здания, а при выгибе — в верхней. При развитии значительных растягивающих усилий в стенах могут образовываться трещины. Поэтому для увеличения сопротивляемости стен растягивающим усилиям в зонах их максимально возможного возникновения устраивают железобетонные пояса (рис. 3.10, а) или применяют армированную кладку (рис. 3.10, б), располагаемые вдоль наружных и внутренних стен. Пояса армирования устраивают и в фундаментной части здания (рис. 3.10, в).

Если в результате расчета не удастся достаточно точно определить возможный характер деформации изгиба здания, или в процессе возведения возникает опасность образования трещин еще до устройства поясов в верхней части здания, то пояса армирования располагают в нижней и верхней частях здания (рис. 3.10, г) через 1...2 этажа, причем верхний пояс прижимают нагрузкой от веса кладки верхнего этажа для создания более благоприятных условий его работы.

При возникновении в стенах зданий значительных перерезывающих (поперечных сил) образуются главные растягивающие напряжения, способствующие развитию наклонных трещин над проемами и в простенках, поэтому для их предотвращения применяют либо частое чередование поясов армирования, либо армируют всю опасную зону кладки.

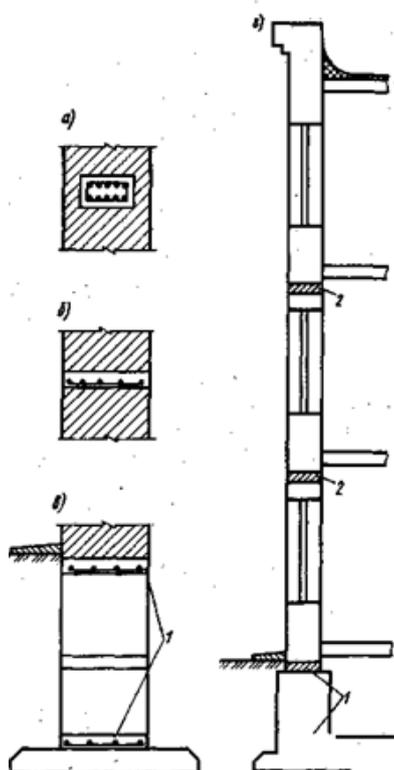


Рис. 3.10. Размещение поясов армирования: 1 — пояса армирования в фундаменте; 2 — пояса армирования в стенах

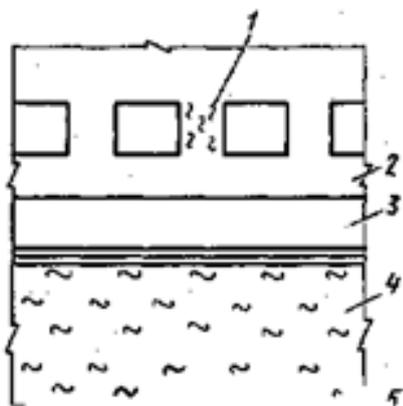


Рис. 3.11. Образование трещин в кладке при концентрации напряжений: 1 — зона концентрации напряжений; 2 — стена; 3 — фундамент; 4 — сильносжимаемый грунт; 5 — мало-сжимаемый грунт

Избежать появления наклонных трещин можно также с помощью уменьшения размеров оконных проемов и увеличения ширины простенков. Иногда для создания большей жесткости на участках возможного перекоса применяют более жесткий монолитный фундамент.

В некоторых случаях при неравномерной деформируемости основания, приводящей к перераспределению реактивных давлений по подошве фундаментов (в случае наличия на ограниченном участке по длине стены включений малосжимаемого грунта) (рис. 3.11), в нижних участках стен образуются зоны концентрации сжимающих напряжений. В результате кладка стен может разрушаться, если эти напряжения превысят предельно допустимые значения. В данном случае прочность кладки стен назначают по результатам расчета, учитывающего возможную концентрацию напряжений. В длинных зданиях на участках с неравномерной податливостью основания обычно устраивают осадочные швы (см. рис. 3.9, а).

Когда неравномерные осадки основания становятся опасными для несущих конструкций зданий и сооружений или оказывают крайне неблагоприятное влияние на их эксплуатацию, применяют фундаменты, выравнивающие неравномерные осадки основания. Добиться выравнивания осадок можно устройством несущих конструкций на общий фундамент. Ряд колонн, например, устанавливают не на отдельно стоящие фундаменты, а на ленточные, а иногда фундамент выполняют в виде сплошной плиты под все здание. Использование сплошного фундамента радикально снижает возможные неравномерности осадок вследствие значительного увеличения пространственной жесткости здания, приводя к существенному перераспределению реактивных давлений. Такие фундаменты до минимума снижают дополнительные усилия в несущих и ограждающих конструкциях, однако в большинстве случаев их устройство обходится достаточно дорого.

При сложном напластовании грунтов на строительной площадке бывает трудно оценить податливость основания и прогнозировать неравномерные

осадки. В этом случае фундамент проектируют с дополнительным запасом прочности, устраивая дополнительное армирование.

В последнее время многоэтажные здания в условиях современной городской застройки выполняют по каркасной схеме с устройством дополнительных связей в виде диафрагм жесткости и ядер жесткости, в которых наружные стены собираются из навесных панелей, выполняющих в основном ограждающие функции. Являясь самонесущими конструкциями, такие панели обладают крайне малой прочностью при изгибе, поэтому при неравномерной осадке и развитии деформаций перекоса раскрываются швы между панелями, нарушается крепление закладных деталей и в некоторых случаях разрушаются сами панели. Для уменьшения влияния указанных явлений, особенно при сильносжимаемых грунтах, фундаменты многоэтажных зданий выполняют в виде перекрестных лент, сплошных или коробчатых конструкций.

Уменьшение влияния неравномерных осадок удается добиться и использованием особых конструктивных решений, одним из которых является придание сооружению в целом или его отдельным частям строительного подъема. При возведении любого здания проектом предусматриваются определенные перемещения, связанные с неравномерными осадками. Для уменьшения их влияния сооружению придают строительный подъем, т. е. сооружение возводят выше на величину ожидаемой осадки. Если возможны неравномерные осадки отдельных частей здания, то их строительный подъем принимается различным в зависимости от прогнозируемых осадок. Это решение оказывается особенно эффективным при строительстве на сильносжимаемых основаниях.

При строительстве высоких зданий с малоэтажными пристройками вследствие разной загруженности основания в несущих конструкциях перекрытий пристройки возможно образование дополнительных усилий (рис. 3.12, а). Устройство осадочного шва (рис. 3.12, б) между основной частью здания и пристройкой не всегда оказывается эффективным в результате образования крена в сторону более тяжелой части здания. Крен обусловлен неравномерным напряженным состоянием основания, вызывающим неравномерные осадки пристройки (чем ближе фундамент пристройки к основной части здания, тем больше осадка). Чтобы избежать этого неприятного явления, используют два решения. В первом — пристройку отрезают осадочным швом от основной части здания и устраивают разъединительный шпунт (рис. 3.12, в). Для того чтобы избежать перемещения шпунта и передачи нагрузки на основание пристройки, его забивают до более плотного слоя грунта.

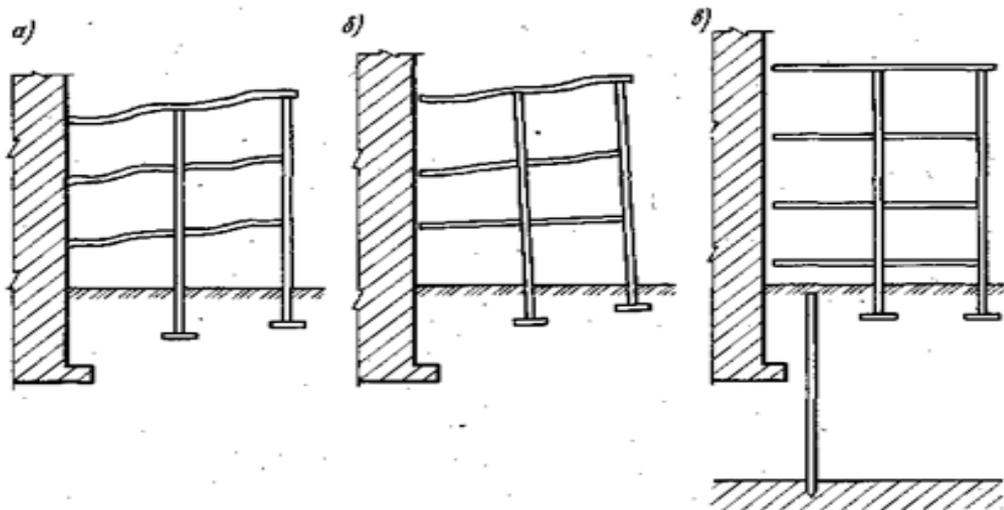


Рис. 3.12. Устройство малоэтажных пристроек около высоких зданий

Если в основании отсутствует менее сжимаемый слой, то трение по шпунту снимают с помощью специальных смазок, тем самым предотвращая распространение напряжений в стороны и уменьшая неравномерную осадку пристройки.

Во втором решении торцовые стены пристроек возводят на консолях, выпущенных из несущих конструкций и фундаментов пристройки, а если возникает необходимость — и из стен и фундаментных конструкций многоэтажной части здания (рис. 3.13). Для обеспечения работы консолей под ними создают воздушный зазор, величину которого назначают не менее ожидаемой осадки, чтобы исключить их контакт с грунтом. Длину консолей устанавливают, исходя из анализа совместной работы тяжелой части здания и пристройки после выявления напряженной зоны грунта, формируемой под основной частью здания, и ее влияния на соседний фундамент пристройки.

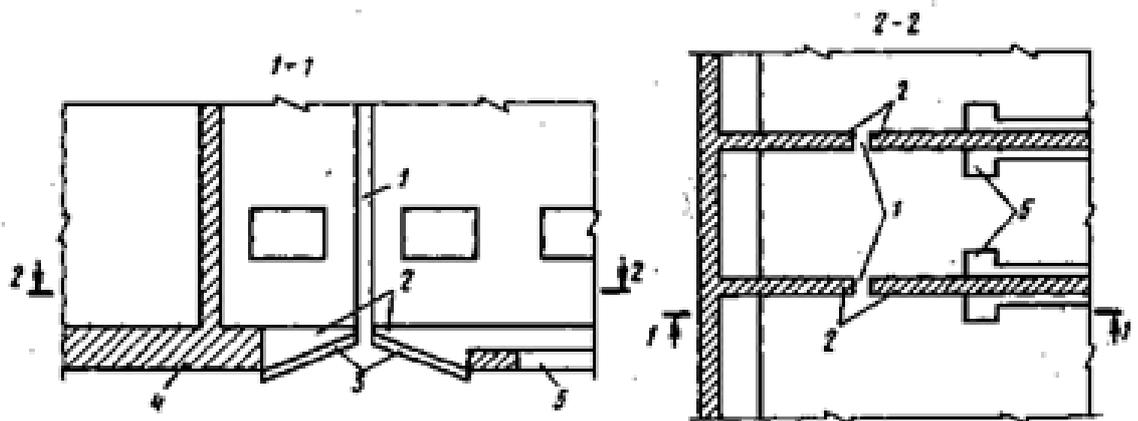


Рис. 3.13. Устройство консолей на участке с деформационным швом: 1 — осадочный шов; 2 — консоли; 3 — воздушные зазоры; 4 — фундамент тяжелой части здания; 5 — фундамент под стену примыкающей части здания

Использование мероприятий, направленных на снижение чувствительности несущих конструкций зданий и сооружений к неравномерным осадкам, часто оказывается экономически более выгодным, чем устройство специальных фундаментов, приводящих к уменьшению неравномерности осадок.

Расчет прерывистых фундаментов.

При устройстве ленточных сборно-монолитных фундаментов применяются те же сборные элементы, что и при возведении сборных прерывистых фундаментов (рис).

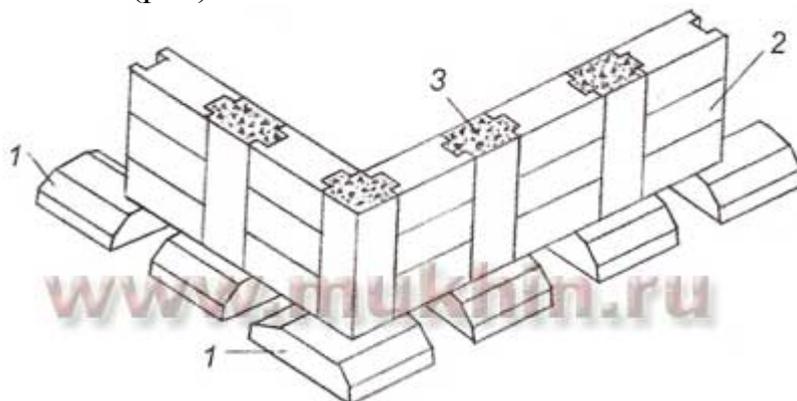


Рис. Ленточный прерывистый сборно-монолитный фундамент: 1 - блоки-подушки ФЛ; 2 - фундаментные блоки стен ФБС; 3 - монолитный бетон класса В12,5

Тип бетонного блока выбирают в зависимости от толщины стены. Сборно-монолитные прерывистые фундаменты выполняют в следующей технологической последовательности. Монтаж начинают с установки маячных блок-подушек ФЛ в углах здания. После выверки их проектного положения раскладывают рядовые блоки-подушки с интервалом, которые определяют по расчету или принимают по таблице. Угловые блоки-подушки должны быть шире рядовых, так как на них будут опираться блоки двух стен. На рядовые блоки-подушки устанавливают стеновые блоки ФБС, ширина которых может быть 300, 400, 500 и 600 мм в зависимости от промежутка между блоками-подушками. Затем между рядами стеновых блоков закрепляют щиты опалубки и заполняют послойно бетоном класса не менее В12,5 (М150), уплотняя каждый слой вибратором. Для ввода в дом коммуникаций в монолитных участках предусматривают отверстия. Для этого перед бетонированием в опалубку устанавливают патрубки или изготовленный из досок короб нужного размера.

Применение фундаментов такой конструкции дает возможность сократить количество блоков-подушек на 20-30%, а стеновых блоков на 50%, уменьшить количество швов и местных заделок кирпичом или бетоном, но возникает дополнительная работа по устройству опалубки, доставке инертных материалов (песка и щебня), цемента, приготовлению и укладке бетонной смеси, уходу за бетоном и др.

Проектирование прерывистых ленточных фундаментов производится в следующей последовательности: определяется ширина b сплошного ленточного фундамента (методика изложена выше); определяется площадь $A=L \cdot b$ ленточного фундамента длиной L , подлежащего замене на прерывистый; принимается прерывистый ленточный фундамент шириной b_1 , превышающий ширину сплошного ленточного фундамента; определяются коэффициенты превышения расчетного сопротивления грунта основания K_d и K'_d . Для

дальнейшего расчета принимается меньший из этих двух коэффициентов (в данном случае принят меньшим коэффициент K'_d); определяется суммарная площадь прямоугольных плит в прерывистом фундаменте

$$A_b = \frac{A}{K'_d}; \quad (4.18)$$

по величине A_b и площади одной плиты $A_s = l \cdot b_l$ определяется число плит в прерывистом фундаменте

$$n = \frac{A_b}{A_s} + \Delta n, \quad (4.19)$$

где Δn – поправка для округления отношения A_b/A_s до большего числа; определяется фактическое расстояние между плитами:

$$l_b = (L - n \cdot l) / (n - 1); \quad (4.20)$$

среднее давление по подошве плит определяется по формуле

$$P = \frac{P_{\Phi}}{A_b}; \quad (4.21)$$

по этому давлению подбирается марка плиты по прочности; определяется фактический коэффициент превышения расчетного сопротивления $K_{df} = P/P_{cp}$. Если $K_{df} > K_d$, то уменьшаем расстояние между плитами до выполнения условия $K_{df} = K_d$.

При проектировании прерывистых фундаментов следует учитывать, что: величина просвета не должна быть более 0,9 и 0,7 l ; краевые давления при внецентренной нагрузке не должны превышать 1,2 среднего давления по подошве; при расчете осадок прерывистый фундамент следует рассматривать как непрерывный ленточный фундамент шириной, равной ширине прерывистого фундамента.

Тема 5. Основные положения проектирования гибких фундаментов.

Ленточные фундаменты большой длины, загруженные колоннами, расположенными на значительных расстояниях, балки на грунте, а также большинство плитных фундаментов относятся к гибким фундаментам.

В отличие от жестких фундаментов, собственные деформации которых ничтожно малы по сравнению с деформациями грунта, деформации гибких фундаментов соизмеримы с деформациями основания, в результате этого гибкий фундамент и его основание работают под нагрузкой совместно, образуя единую систему, а реактивное давление грунта изменяется по сложному закону, существенно отличающемуся от линейного. Определение этого давления из расчета совместного деформирования фундамента с основанием является основной задачей при проектировании гибких фундаментов. Задача довольно сложная, поскольку в общем случае реактивное давление на фундамент зависит от жесткости фундамента, его размеров и формы, характеристик деформируемости основания, величины, характера и расположения нагрузки. Сюда следует добавить и жесткость надземной части сооружения.

Подробно методы расчеты балок и плит на упругом основании изложены в курсах «Строительная механика» и «Железобетонные конструкции». Ниже будут рассмотрены основные положения этих расчетов, а также их особенности, связанные со спецификой работы грунтов как линейно деформируемых тел.

Расчет ленточных фундаментов. В задачу расчета гибкого ленточного фундамента входят определение реактивного давления грунта по подошве фундамента, вычисление внутренних усилий, действующих в фундаменте, установление размеров поперечного сечения фундамента и его необходимого армирования.

При расчете реактивного давления грунта гибкий ленточный фундамент рассматривается как балка на упругом основании, изгибающаяся под действием приложенных к ней внешних нагрузок. Если пренебречь трением между подошвой фундаментной балки и грунтом основания, что идет в запас прочности, дифференциальное уравнение ее изгиба можно представить в виде

$$EI d^4 z / dx^4 = -p_x, \quad (10.18)$$

где EI — жесткость балки; z — прогиб балки в точке с координатой x ; p_x — реактивное давление в той же точке.

В дифференциальном уравнении (10.18) имеются две неизвестные функции: одна — уравнение изогнутой оси балки $z=f(x)$, вторая — закон распределения реактивных давлений грунта $p_x=f(x)$, поэтому решение может быть получено лишь при условии составления второго уравнения, в котором будут связаны между собой осадки различных точек балки и реактивное давление грунта.

В зависимости от гипотезы, принятой для установления второго уравнения, различают два основных метода расчета балки, лежащей на упругом ос-

новании: метод местных упругих деформаций и метод упругого полупространства. Оба метода базируются на одноименных моделях грунтового основания.

Уравнение (10.18) содержит жесткость фундамента EI , что требует предварительного назначения размеров его сечения. Это делают исходя из схемы линейного распределения реактивных усилий, принимая равномерное или трапециевидное распределение давления по подошве. Поясним сказанное на примере.

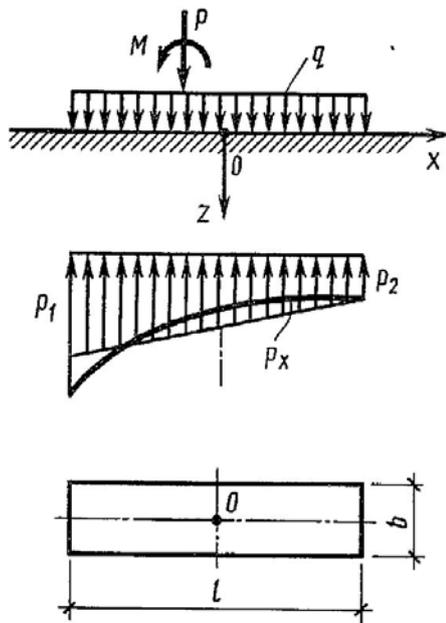


Рис. 10.21. Предварительный подбор сечения фундаментной балки

На рис. 10.21 показана фундаментная балка, нагруженная системой сил, в результате чего по ее подошве действует реактивное давление грунта p_x , изменяющееся по какому-то сложному закону. Заменяя криволинейную эпюру распределения реактивных давлений p_x линейной трапециевидной, определяем крайние значения давления p_1 и p_2 по формуле внецентренного сжатия, которая для рассматриваемого случая будет иметь вид

$$p_{1,2} = N/A \pm 6M_0/(bl^2)$$

где N — суммарная вертикальная нагрузка на фундаментную балку; A — площадь подошвы фундаментной балки; M_0 — момент всех сил относительно центра тяжести подошвы фундаментной балки.

Определив крайние значения прямолинейной эпюры давлений p_1 и p_2 , загружаем ею рассматриваемую фундаментную балку, как внешней нагрузкой, и по правилам строительной механики строим эпюру изгибающих моментов M_x . Определив максимальное значение M_x находим необходимый по условию прочности момент сопротивления балки W_x , а уже по нему подбираем предварительное сечение фундаментной балки и устанавливаем ее жесткость EI .

Расчет по методу местных упругих деформаций. Предпосылкой расчета гибких фундаментных балок по этому методу является гипотеза о том,

что осадка в данной точке основания не зависит от осадки других точек и прямо пропорциональна давлению в этой точке (гипотеза Фусса — Винклера), что выражается зависимостью

$$P_x = C_z \cdot Z_x$$

где c_z — коэффициент пропорциональности, называемый коэффициентом постели, ориентировочно равный: $(0,3-1) \cdot 10^4$ кН/м³ при очень слабых грунтах, $(1...3) \cdot 10^4$ кН/м³ при слабых грунтах, $(3...8) \cdot 10^4$ кН/м³ при грунтах средней плотности; z — осадка в точке определения реакции p_x .

Подставляя эту зависимость в дифференциальное уравнение (10.18), получим

$$EI d^4 z / dx^4 = -c_z \cdot z, \quad (10.19)$$

Уравнение (10.19) известно как дифференциальное уравнение изгиба балок на упругом основании по методу местных упругих деформаций. Решение этого уравнения имеет вид

$$z = e^{\alpha x} (C_1 \cos \alpha x + C_2 \sin \alpha x) + e^{-\alpha x} (C_3 \cos \alpha x + C_4 \sin \alpha x), \quad (10.20)$$

где x — текущая координата; z — прогиб балки в точке с координатой x ;

$$\alpha = \sqrt[4]{c_z b / 4EI}, \text{ м}^{-1} \quad (10.20)$$

b — ширина фундаментной балки.

Коэффициент a называют линейной характеристикой балки на упругом основании. При $al < 0,75$ (l — длина балки, м) балки (при расчете по методу местных упругих деформаций) классифицируются как короткие жесткие, деформациями изгиба которых можно пренебречь; при $0,75 < al < 3$ — как короткие гибкие; при $al > 3$ — как длинные гибкие. Естественно, что указанные границы условны, поэтому в практических расчетах допустимы небольшие отклонения.

Постоянные интегрирования C_1 , C_2 , C_3 и C_4 определяются из начальных условий деформирования, которые зависят от категории гибкости балки. Так, одним из начальных условий деформирования для короткой жесткой балки, загруженной в центре сосредоточенной силой, будет постоянство деформации грунта вдоль всей ее длины ($z = \text{const}$), а в случае длинной гибкой балки при таком же нагружении начальным условием деформирования будет отсутствие прогиба на ее концах ($z_{-l/2} = z_{+l/2} = 0$).

Беря последовательно производные от выражения (10.20), определяют необходимые для конструирования фундаментной балки значения изгибающих моментов M_x и поперечных сил Q_x в различных ее сечениях. Если уточненные по известным значениям M_x и Q_x размеры сечения балки значительно меняют ее жесткость, то расчет повторяется.

Модель местных упругих деформации рекомендуется применять для расчета гибких фундаментных балок, работающих в условиях плоской задачи на сильносжимаемых грунтах ($E < 5$ МПа), на лессовых просадочных грунтах, а также при малой толщине сжимаемого слоя, подстилаемого недеформируе-

мым массивом, например скальным. В этих случаях результаты расчета хорошо совпадают с действительными. Определенную трудность при расчете представляет правильное назначение коэффициента постели, особенно в тех случаях, когда свойства грунта изменяются по длине балки.

В настоящее время в связи с широким внедрением в практику проектирования ЭВМ метод местных упругих деформаций продолжает развиваться, что позволяет использовать его для решения все более сложных инженерных задач.

Расчет по методу упругого полупространства. Метод упругого полупространства базируется на решениях классической теории упругости, которые в известных пределах считают приемлемыми и для грунтовых оснований. Согласно этому методу, фундаментная балка принимается лежащей на однородном линейно деформируемом полупространстве, деформационные свойства которого характеризуются модулем деформации E и коэффициентом Пуассона ν . Метод разработан для условий плоской и пространственной задач. По условиям плоской задачи ведется расчет ленточных фундаментов под стены, а по условиям пространственной задачи — под колонны.

В случае плоской задачи за исходное уравнение деформации поверхности основания принято уравнение Фламана

$$z_x = (P/\pi C) \ln(x+\xi) + D \quad (10.21)$$

а в случае пространственной задачи — уравнение Буссинеска

$$z_x = P/(\pi CR) \quad (10.22)$$

где x — координата точки поверхности, в которой определена осадка, м; ξ — координата точки приложения силы P , м; D — постоянная интегрирования; $C = E/(1-\nu^2)$ — коэффициент жесткости основания, кПа; R — расстояние от точки приложения силы P до точки, в которой определена осадка z_x , м.

При определении осадок поверхности основания от действия равномерно распределенных нагрузок уравнения (10.21) и (10.22) интегрируются по площади загрузки.

Решая дифференциальное уравнение изогнутой оси балки (10.18) совместно с одним из уравнений (10.21) или (10.22), находят реактивный отпор грунта по подошве гибкого фундамента, изгибающие моменты и поперечные силы, действующие в его сечениях.

Практические расчеты ведутся чаще всего с использованием готовых таблиц, которые составлены для фундаментных балок различной относительной гибкости, при различном характере и размещении нагрузок.

Если фундаментная балка работает в условиях пространственной задачи, показатель гибкости определяется по формуле

$$t = (\pi E l^3 / b) / (2(1-\nu^2) E_k I) \quad (10.23)$$

где E — модуль деформации грунта, кПа; ν — коэффициент Пуассона грунта; E_k — модуль упругости материала балки, кПа; l , b — полудлина и полуширина фундаментной балки, м.

При $t < 1$ в случае плоской и $t \leq 0,5$ — пространственной задачи балки рассматриваются как абсолютно жесткие, деформациями изгиба при их расчете пренебрегают. В остальных случаях балки рассчитываются как гибкие.

Наиболее полно расчет фундаментных балок на упругом основании по гипотезе упругого полупространства по таблицам готовых расчетных величин приведен в монографии М. И. Горбунова-Посадова с соавторами (1984).

Длинные ленточные фундаменты под стены, а также полосы, работающие в условиях плоской задачи, можно рассчитать и другим методом, разработанным Б. Н. Жемочкиным и А. П. Сеницыным. Суть этого метода заключается в том, что между балкой и линейно деформируемым основанием вводятся абсолютно жесткие стержни, через которые балка опирается на основание. Постановкой вертикальных стержней-связей ставится условие, что вертикальные перемещения балки и основания в местах этих стержней одинаковы. Затем стержни заменяются неизвестными силами и составляется система канонических уравнений, к которой добавляются два уравнения, вытекающие из условия равновесия. Решение системы уравнений с помощью ЭВМ позволяет определить эпюру реактивных давлений, а затем уже и эпюры изгибающих моментов, поперечных сил и прогибов (осадок). Этот метод особенно удобен для расчета балок, имеющих переменное сечение по длине.

Расчет плитных фундаментов. Сплошные фундаментные плиты под ряды колонн или под стены, а также под полы промышленных зданий и т. п. классифицируются как плиты большой протяженности. Для их расчета из фундамента выделяется полоса единичной ширины, которая рассматривается как гибкая фундаментная балка. Расчет часто ведется по методу упругого слоя ограниченной мощности, суть которого заключается в следующем. При больших опорных площадях грунт под фундаментом сжимается в основном без возможности бокового расширения, что не учитывается в методах упругого полупространства. Чтобы приблизить расчетные условия к действительным, при больших опорных площадях используют схему, согласно которой основание представляет собой сжимаемый слой, подстилаемый несжимаемым основанием. Это позволяет получить более достоверные результаты. Трудность метода заключается в установлении толщины деформируемого слоя.

Тема 6. Механические методы улучшения грунтов оснований. Поверхностное и глубинное уплотнение грунтов. Уплотнение слабых глинистых грунтов вертикальным дренированием. Уплотнение грунтов при помощи понижения уровня грунтовых вод и за счет предварительного уплотнения внешней нагрузкой.

Механические методы улучшения грунтов оснований.

Методы уплотнения грунтов подразделяются на поверхностные, когда уплотняющие воздействия прикладываются на поверхности и приводят к уплотнению сравнительно небольшой толщи грунтов, и глубинные при передаче уплотняющих воздействий на значительные по глубине участки грунтового массива.

Поверхностное уплотнение производится укаткой, трамбованием, вибрационными механизмами, подводными взрывами, методом вытрамбовывания котлованов. К методам глубинного уплотнения относятся устройство песчаных, грунтовых и известковых свай, глубинное виброуплотнение, уплотнение статической пригрузкой в сочетании с устройством вертикального дренажа, водопонижение.

При любом режиме уплотнения повышение степени плотности грунта происходит только до определенного предела, зависящего от вида и физического состояния грунта, а также от характера уплотняющего воздействия. Уплотнение до указанного предела называется уплотнением до отказа. Уплотняемость грунтов, особенно пылевато-глинистых, в значительной степени зависит от их влажности и определяется максимальной плотностью скелета уплотненного грунта $\rho_{d, \max}$ и оптимальной влажностью w_0 .

Эти параметры находятся по методике стандартного уплотнения грунта при различной влажности 40 ударами груза весом 215 Н, сбрасываемого с высоты 30 см. По результатам испытания строится график зависимости плотности скелета уплотненного грунта ρ_d от влажности. Оптимальную влажность пылевато-глинистых грунтов, уплотняемых трамбованием, ориентировочно можно принимать равной $w_0 = w_p + (0,01 \dots 0,03)$, а укаткой — $w_0 = w_p$ (w_p — влажность на границе раскатывания). Поверхностное уплотнение пылевато-глинистых грунтов может применяться при коэффициенте водонасыщенности $S_r < 0,7$, песчаных и крупнообломочных — при любой степени влажности.

Поверхностное и глубинное уплотнение грунтов.

Уплотнение укаткой. Вследствие того что укаткой удается уплотнить грунты только на небольшую глубину, этот метод в основном применяется при послойном возведении грунтовых подушек, планировочных насыпей, земляных сооружений, при подсыпке оснований под полы. Уплотнение укаткой производится самоходными и прицепными катками на пневматическом

ходу, груженными скреперами, автомашинами, тракторами. Уплотнение достигается многократной проходкой уплотняющих механизмов (от 6 до 12 раз).

Влажность грунтов при уплотнении должна соответствовать оптимальной. При влажности, меньшей оптимальной, грунты увлажняют в резервах, карьерах или реже на месте укладки расчетным количеством воды.

Уточнение оптимальной толщины уплотняемого слоя грунта и числа проходов используемых механизмов должно производиться на основании опытных работ.

Качество отсыпки и укатки грунта контролируется путем определения толщины отсыпаемого слоя, его влажности и плотности скелета грунта после его уплотнения в пунктах, назначаемых из расчета один пункт на 300...600 м² уплотняемой площади.

Для уплотнения несвязных и малосвязных грунтов при содержании глинистых частиц не более 5...6% используются виброкатки и самопередвигающиеся вибромашины.

Уплотнение трамбуемыми машинами. Этот способ используется, как правило, при укладке грунтов в стесненных условиях — при возведении обратных засыпок котлованов, траншей, засыпке пазух, щелей.

Трамбующие машины ударного действия эффективны при уплотнении всех видов грунтов (пылевато-глинистых при $S_{\Gamma} < 0,7$), а машины, основанные на вибрационном и виброударном воздействиях, — только для песчаных грунтов.

При достаточно большом фронте работ чаще используются самоходные трамбуемые машины и виброкатки, при ограниченном фронте работ — самопередвигающиеся виброплиты и механические трамбовки.

Перед началом производства работ выполняется опытное уплотнение. Пункты проверки качества уплотнения принимаются из расчета один пункт на каждые 100...300 м² уплотняемой площади.

Уплотнение тяжелыми трамбовками. Метод предложен в нашей стране в 1954 г. Ю. М. Абелевым. Уплотнение производится свободным сбрасыванием с помощью крана-экскаватора с высоты 5...10 м трамбовок диаметром 1,2...3,5 м и весом 25...150 кН. Тяжелые трамбовки применяются для уплотнения всех видов грунтов в природном залегании (пылевато-глинистых при $S_{\Gamma} < 0,7$), а также искусственных оснований и насыпей.

Трамбовка изготавливается из железобетона и имеет в плане форму круга или многоугольника с числом сторон не менее восьми. Поддон и боковые ее стенки, являющиеся одновременно опалубкой при бетонировании, сворачиваются из листовой стали толщиной 8... 16 мм. Имеется опыт применения сверхтяжелых трамбовок весом более 400 кН, сбрасываемых с высоты до 40 м.

Уплотнение тяжелыми трамбовками производится таким числом ударов по одному следу, при котором наблюдается отказ, т. е. одна и та же величина осадки при одном ударе. Ориентировочно величина отказа принимается равной для пылевато-глинистых грунтов 1...2 см, для песчаных — 0,5...1,0 см. Главным же критерием качества уплотнения является достижение грунтом

заданной плотности сложения и соответствующих ей характеристик прочности и деформируемости грунта. Часто уплотнение грунта производится до определенной степени плотности, выражаемой через коэффициент уплотнения k_{com} , равный отношению заданного или фактически полученного значения плотности скелета уплотненного грунта $\rho_{d, com}$ к его максимальному значению по стандартному уплотнению $\rho_{d, max}$ т.е. $k_{com} = \rho_{d, com} / \rho_{d, max}$, при этом k_{com} обычно принимают в пределах 0,92...0,98.

Эффективность уплотнения грунтов тяжелыми трамбовками определяется размером, весом, высотой сбрасывания трамбовки, степенью плотности, влажностью, структурной прочностью уплотняемых грунтов. Уплотнение сопровождается понижением поверхности грунта, которое определяется по результатам опытных работ или вычисляется по формуле

$$S = (1 - \rho_d / \rho_{d, com}) h'_{com} m_{com},$$

где ρ_d — плотность скелета грунта до уплотнения; $\rho_{d, com}$ — плотность скелета грунта в пределах зоны уплотнения, $h'_{com} m_{com} = 1,0..1,2$ — коэффициент, учитывающий боковое расширение грунта.

Наибольшая глубина уплотнения k_{com} достигается при оптимальной влажности грунта и приближенно оценивается по соотношению

$$h'_{com} = k_c d$$

где d — диаметр основания трамбовки; k_c — коэффициент, принимаемый для супесей и суглинков 1,8, для глин — 1,5. Глубина уплотняемой зоны уточняется опытным требованием.

При уплотнении грунтов, имеющих влажность меньше оптимальной, производится их доувлажнение путем подачи воды в котован. Трамбование выполняется через 12...24 ч после проникновения воды в грунт. Если поверхность грунта по истечении этого времени остается влажной, то она покрывается слоем сухого грунта толщиной 5... 10 см.

Трамбование производится с перекрытием следов. Число ударов по каждому следу в зависимости от назначенного коэффициента уплотнения принимается по таблице.

Качество работ по уплотнению тяжелыми трамбовками грунтов с оптимальной влажностью проверяется по отказу в пунктах, располагаемых из расчета один пункт на каждые 100 м² уплотняемой площади. При влажности, отличающейся от оптимальной более чем на $\pm 0,02$, качество уплотнения проверяется определением плотности скелета грунта $\rho_{d, com}$ через 0,25...0,5 м по глубине, при толщине уплотняемого слоя до 2...2,5 м и через 0,5...0,75 м при толщине, превышающей 2,5 м. Для этих целей закладываются шурфы из расчета один шурф на каждые 300 м² уплотняемой площади.

Уплотнение подводными взрывами. Метод применяется в просадочных лессовых грунтах, рыхлых песчаных и пылевато-глинистых грунтах. Наибольший эффект уплотнения достигается при степени влажности грунтов $S_r = 0,7...0,8$. При меньшей степени влажности грунтов производится их предварительное замачивание.

Суть метода заключается в использовании энергии взрыва, производимого в.- водной среде, для разрушения структуры и уплотнения грунтов.

Водная среда, с одной стороны, обеспечивает более равномерное распределение уплотняющего взрывного воздействия по поверхности грунта, с другой — гасит энергию взрыва, направленную вверх.

Уплотнение производится в котлованах. Глубина котлована назначается таким образом, чтобы высота столба воды составляла не менее 1,3...1,5 м. При меньшей проектной глубине котлована выполняется его обвалование. После заполнения котлована водой размещаются заряды ВВ по сетке 0,8... 1,2 м на глубине от поверхности воды не менее 1 м и на расстоянии от уплотняемой поверхности грунта 0,3...0,4 м. После одновременного взрыва зарядов происходит уплотнение грунта с понижением поверхности на 0,3...0,8 м. Глубина уплотнения составляет 1...4 м в зависимости от грунтовых условий и величины зарядов.

Качество уплотнения проверяется по величине осадки поверхности, а также контролем плотности скелета уплотненного грунта.

Вытрамбовывание котлованов. Метод заключается в образовании в грунтовом массиве полости путем сбрасывания в одно и то же место трамбовки, имеющей форму будущего фундамента. Затем полость заполняется бетонной смесью, после твердения которой образуется фундаментная конструкция.

Метод эффективен тем, что при вытрамбовывании полости грунт вокруг нее уплотняется, за счет чего увеличивается несущая способность основания и снижается деформируемость, а сооружение монолитной фундаментной конструкции не требует применения опалубки.

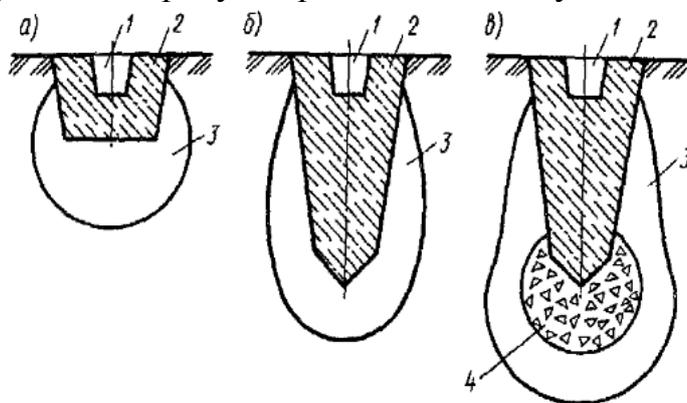


Рис. 12.8. Схемы устройства методом вытрамбовывания котлованов фундаментов с плоской подошвой (а), с заостренной подошвой обычного типа (б) и с уширенным основанием (в): 1 — стакан для установки колонны; 2 — фундамент; 3 — зона уплотнения; 4 — втрамбованный жесткий грунтовой материал

Применяется несколько конструкций и способов устройства фундаментов в вытрамбованных котлованах. На рис. 12.8, а показан фундамент с плоской подошвой, предназначенной для опирания колонны. Другим типом являются фундаменты с заостренной подошвой обычного типа (рис. 12.8, б) и с уширенным основанием (рис. 12.8, в). Последний получается путем втрамбовывания в дно полости крупнообломочного материала (щебня, гравия и т. п.).

Фундаменты в вытрамбованных котлованах используются при строительстве каркасных и бескаркасных зданий. В первом случае обычно располагают один фундамент под каждой колонной. Во втором случае размещение фундаментов в плане определяется конструктивной схемой здания, нагрузками на фундаменты, несущей способностью оснований. Минимальное расстояние между фундаментами в свету принимается не менее 0,8 их ширины поверху.

Вытрамбовывание котлованов выполняют путем сбрасывания трамбовки весом 15... 100 кН по направляющей мачте с высоты 3...8 м в одно место. Для вытрамбовывания котлованов без уширения на глубину 2 м обычно требуется 10... 16 ударов, а для втрамбовывания в дно жесткого материала — около 15...20 ударов. При производстве работ используют краны-экскаваторы с навесным оборудованием. Трамбовку изготавливают из листовой стали толщиной 8...12 мм в форме будущего фундамента и заполняют ее бетоном до заданной массы. В плане трамбовка имеет форму квадрата, прямоугольника или круга. Ее высота составляет 1.-3,5 м. Масса и высота сбрасывания трамбовки назначаются такими, чтобы погружение трамбовки за один удар не превышало 0,15 глубины котлована.

Фундаменты в вытрамбованных котлованах для каркасных промышленных, сельскохозяйственных и гражданских зданий с нагрузкой на колонну до 2000 кН, бескаркасных жилых и гражданских зданий с нагрузкой до 500 кН на 1 м длины рекомендуется применять на просадочных грунтах, глинистых грунтах с плотностью скелета до 1,65... 1,7 т/м³, а также в пылеватых, мелких и глинистых песках рыхлого и среднего по плотности сложения. Такой способ устройства фундаментов позволяет сократить объем земляных работ в 3...5 раз, практически полностью исключить опалубочные работы, снизить расход бетона в 2...3 раза, металла в 1,5...4 раза, а стоимость и трудоемкость уменьшить в 2...3 раза.

Песчаные сваи применяют для уплотнения сильносжимаемых пылеватоглинистых грунтов, рыхлых песков, заторфованных грунтов на глубину до 18...20 м.

Песчаные сваи изготавливают следующим образом. В грунт с помощью вибратора или свайного молота погружается пустотелая металлическая труба диаметром 300...400 мм с инвентарным самораскрывающимся наконечником (рис. 12.9, а). В верхней части трубы имеется отверстие, иногда оборудованное воронкой, для засыпки песка в трубу без снятия вибратора или молота. После погружения трубы в нее засыпается песок на высоту 3...4 м. После этого включается вибратор и трубу начинают поднимать. При этом наконечник раскрывается, труба поднимается на высоту 2...3 м и в скважине остается столб песка (рис. 12.9, б). Трубу следует поднимать так, чтобы после подъема в ней оставался слой песка толщиной не менее 1 м. Указанные операции повторяются до полного извлечения трубы, после чего в основании остается столб уплотненного песчаного грунта (песчаная свая). Вокруг песчаной сваи грунт также находится в уплотненном состоянии (рис. 12.9, в).

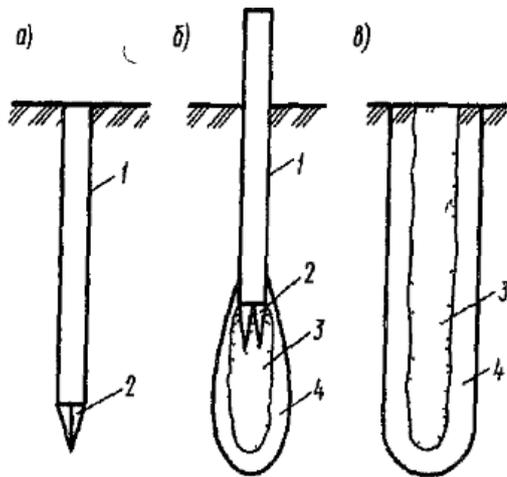


Рис. 12.9. Схема устройства песчаных свай: а — погружение обсадной трубы; б — извлечение обсадной трубы и засыпка скважины песком; в — схема песчаной сваи; 1 — обсадная труба; 2 — самораскрывающийся наконечник; 3 — песчаная свая; 4 — зона уплотнения

В нашей стране применяется уплотнение грунта в теле песчаной сваи методом «свая в сваю». Суть его заключается в том, что после того, как инвентарная труба извлечена из грунта, створки наконечника закрывают и труба повторно погружается в тело уже устроенной сваи. Обычно считается удовлетворительным, если при повторном погружении трубы удастся погрузить ее до глубины 0,8 от длины песчаной сваи. Затем в трубу снова порциями засыпается песок, а труба постепенно извлекается. При этом методе достигается эффективное уплотнение водонасыщенных глинистых грунтов, так как после повторного погружения трубы фактический диаметр песчаной сваи увеличивается до 60...70 см. Кроме того, в подобных грунтовых условиях песчаные сваи играют роль вертикальных дренажей, за счет чего существенно ускоряется процесс консолидации водонасыщенных глинистых оснований. Сваи размещаются обычно в шахматном порядке.

Основными показателями при разработке проекта уплотнения грунтов песчаными сваями являются коэффициент пористости уплотненного грунта e_{com} и соответствующие ему характеристики прочности и деформируемости; определяемые экспериментально при проектной плотности грунта.

Отношение площади сечения песчаных свай к 1 м² площади уплотняемого основания определяется по формуле

$$\Omega = (e - e_{com}) / (1 + e),$$

где e и e_{com} — соответственно коэффициенты пористости естественного и уплотненного грунта.

Общее количество песчаных свай, необходимое для уплотнения основания площадью A , составит

$$n = \Omega A / A_p,$$

где A_p — площадь сечения песчаной сваи.

При схеме размещения песчаных свай в вершинах равнобедренных треугольников (рис.) расстояние между осями свай будет равно

$$L = 0,95d_p \sqrt{\rho_{d, \text{com}} / (\rho_{d, \text{com}} - \rho_d)},$$

где d_p — диаметр песчаной сваи; ρ_d и $\rho_{d, \text{com}}$ — соответственно значения плотности скелета естественного и уплотненного грунта.

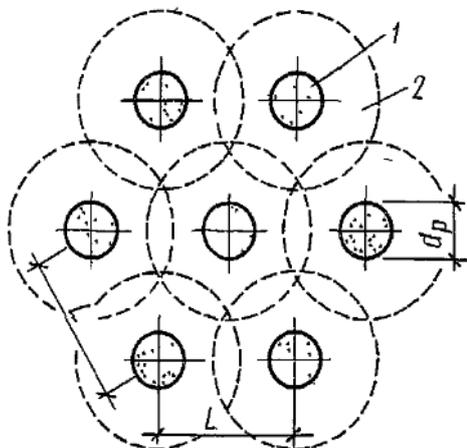


Рис 12.10. Схема размещения песчаных свай в плане: 1 — песчаная свая; 2 — зона уплотнения

Крупные или средней крупности пески, используемые в качестве материала песчаных свай, как правило, имеют модуль деформации порядка 10...15 МПа, что незначительно отличается от модуля деформации окружающего сваю уплотненного грунта. Поэтому фундамент, расположенный на основании, уплотненном песчаными сваями, следует рассчитывать как фундамент на естественном основании с учетом физико-механических характеристик уплотненного грунта.

Уплотнение грунта песчаными сваями обычно производится под всем сооружением. Крайние сваи располагаются за пределами осей крайних фундаментов на расстоянии 2...2,5 м. При устройстве песчаных свай под отдельные или ленточные фундаменты необходимо, чтобы крайний ряд свай находился за краем фундамента на расстоянии 0,2...0,3 от ширины фундамента. Площадь уплотненного основания принимается равной площади, околонтуренной песчаными сваями.

Глубина уплотнения песчаными сваями принимается такой, чтобы совместные деформации сооружения и уплотненного основания не превышали предельных. В ответственных случаях производится определение характеристик уплотненного основания на площадках опытного уплотнения с помощью больших (не менее 3...4 м²) штампов.

Песчаные сваи успешно применялись для жилого и промышленного строительства в Риге, Клайпеде, Архангельске и других городах. Известен опыт применения песчаных свай за рубежом, в частности в Китае, Индии, Швейцарии.

Грунтовые сваи. Глубинное уплотнение грунтовыми сваями применяется для улучшения строительных свойств просадочных макропористых и насыпных пылевато-глинистых грунтов при степени влажности $S_r = 0,3...0,7$ на глубину до 20 м. Суть метода заключается в устройстве вертикальной полос-

ти в основании, которая затем засыпается местным грунтом с послойным уплотнением. В результате этого образуется массив уплотненного грунта, характеризующийся повышенной прочностью и более низкой сжимаемостью. Устройство грунтовых свай в просадочных грунтах позволяет устранить просадочные свойства.

Уплотнение оснований грунтовыми сваями производится двумя методами, отличающимися по способу устройства полости.

В первом методе уплотняемом массиве пробивают ударным снарядом скважины используя станки ударно-канатного бурения или навесное оборудование к крану-экскаватору. Диаметр скважины в зависимости от применяемого оборудования составляет от 0,4 до 1,0 м при диаметре зоны уплотнения 1,4...3,6 м (рис. 12.11).

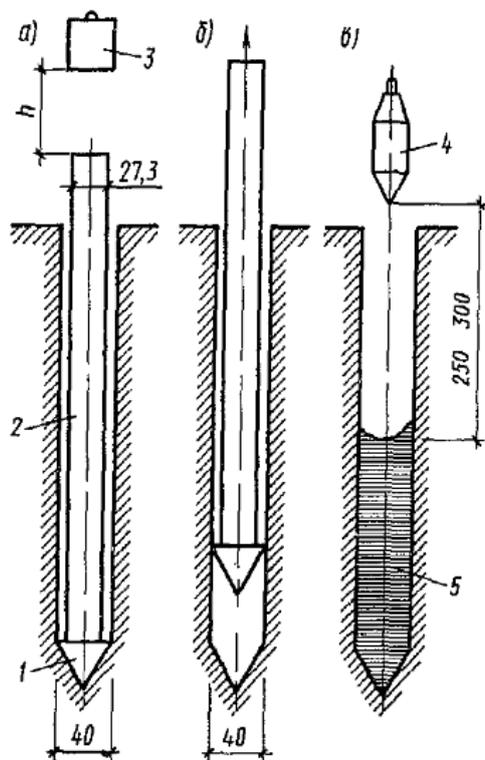


Рис. 12.11, Схема устройства грунтовых свай способом сердечника: а — образование скважины забивкой инвентарной сваи; б — извлечение инвентарной сваи; в — заполнение скважины грунтом с трамбованием; 1 — инвентарный башмак; 2 — сердечник; 3 — молот; 4 — трамбовка; 5 — уплотненный грунт заполнения

Второй метод основан на использовании для глубинного уплотнения грунтов энергии взрыва. Заряды ВВ массой 5... 12 кг размещаются гирляндой в интервале глубин 3...12 м в пробуренных или пробитых скважинах-шпурах диаметром 60...80 мм, располагаемых на расстоянии 4...10 м одна от другой (рис. 12.12). После взрыва заряда образуется вертикальная полость диаметром 500...600 мм.

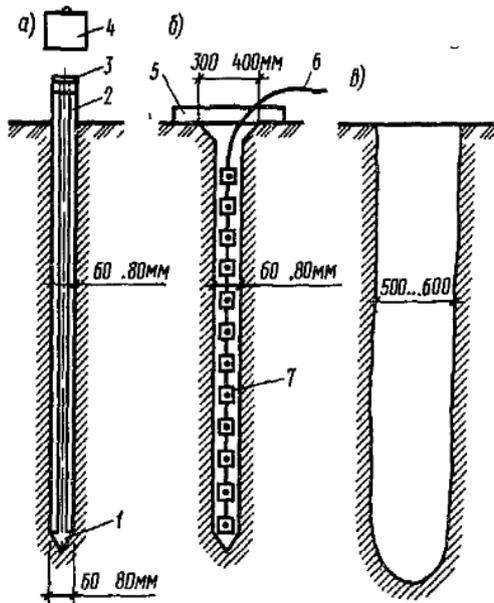


Рис. 12.12. Схема образования скважин энергией взрыва: а — устройство скважины-шпура; б — скважина-шпур, подготовленная к взрыву; в — готовая скважина; 1 — башмак; 2 — буровая штанга; 3 — наголовник; 4 — молот; 5 — деревянный брусок для подвески заряда; 6 — детонирующий шнур; 7 — заряд ВВ

Засыпка скважин выполняется местным лессовым или пылевато-глинистым грунтом при влажности, близкой к оптимальной. Грунт засыпается порциями по 0,25...0,3 м³ с послойным уплотнением трамбуящим снарядом в виде параболоидного клина диаметром 280...320 мм и весом 3,5 кН, сбрасываемым в высоты 2,5...3 м (см. рис. 12.11). Грунт в скважине уплотняется до удельного веса не менее 17,5 кН/м³. Количество грунтового материала по весу, необходимое для набивки 1 м длины скважины, определяется по формуле

$$q = k_c A_p \gamma_{d, \text{com}} (1 + w),$$

где k_c — коэффициент, принимаемый для супесей равным 1,4, для суглинков и глин — 1,1; A_p — площадь поперечного сечения скважины; $\gamma_{d, \text{com}}$ — удельный вес скелета уплотненного грунта в скважине, кН/м³; w — влажность грунта, засыпаемого в скважину.

Расстояние между грунтовыми сваями, располагаемыми, как и песчаные, в шахматном порядке, и общее их число определяются по формулам.

При контроле за качеством пробивки скважин проверяют их диаметр, глубину и расстояние между скважинами поверху. Если получившиеся расстояния между скважинами превышают заданные в проекте более чем на 20...25%, то проходят дополнительные скважины наконечником меньшего диаметра (210...250 мм). При заполнении скважин контролируются объем засыпаемого грунта, влажность и однородность состава. После завершения работ определяют плотность скелета уплотненного грунта и его влажность. Для гарантии высокого качества работ и подбора оптимального режима уп-

лотнения проводят уплотнение грунтов на опытной площадке в предпостроечный период.

Известковые сваи применяют для глубинного уплотнения водонасыщенных заторфованных и пылевато-глинистых грунтов. В толще грунтов пробуривают скважины диаметром 320...500 мм. Если грунт не сохраняет вертикальные стенки скважин, то используют ту же технологию, что и при устройстве песчаных свай,— при помощи инвентарной обсадной трубы с самораскрывающимся наконечником. Скважины заполняют негашеной комовой известью. Известь засыпают таким образом, чтобы при извлечении обсадной трубы толщина слоя извести в нижней части трубы составляла не менее 1 м, и уплотняют трамбовкой весом 3...4 кН.

Уплотнение грунтов при применении известковых свай происходит в результате действия следующих факторов. Первоначально слабые водонасыщенные грунты уплотняют в процессе погружения инвентарной трубы с закрытым концом. Когда в скважину засыпается негашеная известь и уплотняется трамбованием, происходит некоторое (до 20%) увеличение диаметра сваи. Негашеная комовая известь при взаимодействии с поровой водой гасится и в процессе гашения увеличивается в объеме. В некоторых случаях при гашении диаметр известковой сваи увеличивается еще на 60...80%. Этим создается дополнительное уплотнение окружающего сваю грунта. При гашении извести происходит большое выделение тепла и температура тела сваи достигает 300° С. Под действием высокой температуры происходит частичное испарение поровой воды, в результате чего уменьшается влажность грунта и ускоряется уплотнение.

При взаимодействии негашеной комовой извести с грунтом происходит также физико-химическое закрепление грунта в зонах, примыкающих к поверхности сваи, и увеличиваются прочностные и деформационные характеристики грунтов. Обычно после устройства известковых свай по поверхности отсыпают слой из местного грунта толщиной 2...3 м, уплотняемый тяжелыми трамбовками.

Проектирование основания с известковыми сваями аналогично рассмотренному случаю уплотнения песчаными сваями. Однако расчетный диаметр следует принимать с учетом расширения площади известковой сваи при уплотнении извести и ее гашении. Стоимость известковых свай довольно низкая, поэтому они относятся к одним из самых дешевых способов улучшения свойств слабых водонасыщенных оснований.

Глубинное виброуплотнение применяют в рыхлых песчаных грунтах естественного залегания, а также при укладке несвязных грунтов в насыпи, устройстве обратных засыпок.

При вибрации сыпучие грунты, у которых отсутствует сцепление между частицами, приходят в движение и под действием инерционных сил вибрации и сил тяжести происходит смещение частиц. В результате рыхлые пески или другие сыпучие материалы, например шлаки, уплотняются. Эффективность уплотнения повышается при подаче в зону уплотнения воды. Поэтому, если песок находится в ненасыщенном водой состоянии, к месту виброуп-

лотнения подают воду. Такой метод часто называют гидровиброуплотнением. При помощи виброуплотнения плотность скелета песчаного грунта может быть доведена до 1,7... 1,8 г/см³. Существует два основных способа виброуплотнения. В первом способе уплотнение происходит при погружении в песок вибратора (вибробулавы). Этим способом уплотняются толщи рыхлых песков мощностью до 8... 10 м. Второй способ заключается в погружении в грунт стержня с прикрепленным к его голове вибратором.

Расстояние между точками погружения обычно составляет 2...3 м и уточняется опытным путем. Общая высота уплотняемой толщи может достигать 20 м. Полный цикл уплотнения песчаной толщи в одной точке состоит из 4..5 чередующихся погружений и подъемов виброустановки. Производительность указанных виброустановок составляет 170...300 м³/ч.

Для гидровиброуплотнения применяют также гидровибрационную установку, обеспечивающую одновременную подачу воды в грунт и его уплотнение вибрацией. Гидровиброустановку размещают в вертикальном положении над местом погружения, включают вибратор и одновременно через нижние сопла под давлением 4...6 МПа подается вода. Вибратор погружается под действием собственного веса со скоростью 1,5...3 см/с. После погружения установки на заданную глубину через верхние сопла подают воду, поднимая установку.

До начала работ по виброуплотнению песчаных оснований проводят опытные работы, по результатам которых устанавливают оптимальный режим уплотнения, число повторных погружений, время, необходимое для достижения проектной плотности сложения песчаного грунта, а также уточняют сетку погружения, при которой достигается максимальная производительность и обеспечивается заданная плотность. Качество уплотнения контролируют статическим зондированием, а также путем отбора образцов уплотненного грунта.

Уплотнение слабых глинистых грунтов вертикальным дренированием.

При уплотнения толщ слабых грунтов мощностью более 10 м требуется длительное время для завершения процессов консолидации и стабилизации осадок, поскольку водопроницаемость слабых, особенно пылевато-глинистых грунтов, весьма незначительна. Для ускорения процесса уплотнения используют вертикальные дренажные конструкции: песчаные дренажи, бумажные комбинированные дренажи и т. п.

Технология устройства вертикальных песчаных дренажей аналогична технологии изготовления песчаных свай.

Бумажная комбинированная дренажная труба имеет поперечное сечение 4 x 100 мм и состоит из полимерного жесткого ребристого сердечника и фильтрующей оболочки. Дренаж вводится в грунт в обсадной трубе прямоугольного сечения статическим вдавливанием. Глубина уплотняемой толщи грунтов при этом может достигать 20 м. Шаг песчаных дренажей обычно принимают равным 1,5...3

м, бумажных комбинированных дрен — 0,6... 1,2 м. Затем производится отсыпка песчаной подушки для сбора и отвода фильтрующей воды, после чего возводится временная насыпь. Контроль процесса уплотнения ведется путем наблюдения за осадками уплотняемого массива. После стабилизации осадок насыпь удаляется и площадка готова для проведения планировочных и строительных работ.

Уплотнение грунтов при помощи понижения уровня грунтовых вод и за счет предварительного уплотнения внешней нагрузкой.

Предварительное уплотнение оснований статической нагрузкой применяют для улучшения строительных свойств слабых водонасыщенных пылевато-глинистых грунтов и торфов при их распространении на значительную глубину. Статическая нагрузка создается отсыпкой на уплотняемой площади насыпи из местных материалов.

Давление по подошве насыпи должно быть не менее давления, передаваемого на основание проектируемым сооружением. Поскольку высота временных насыпей ограничена, так как для их возведения необходимо транспортирование огромного количества материала, этот метод применяется в основном для уплотнения оснований сооружений, передающих относительно небольшие давления на основание,— малоэтажных зданий, аэродромных и дорожных покрытий, резервуаров и т. п.

Уплотнение грунта водопонижением. Метод эффективен при уплотнении оснований, сложенных мелкими и пылеватыми песками. При коэффициенте фильтрации песков от 0,05 до 0,002 см/с для водопонижения используют иглофильтровальные установки. При содержании в пылеватых песках большого количества глинистых частиц и коэффициенте фильтрации менее 0,002 см/с применяют иглофильтры, позволяющие понижать уровень подземных вод до глубины 25 м. Водопонижение в пылевато-глинистых грунтах, коэффициент фильтрации которых менее 0,0001 м/с, производится с помощью электроосмоса. Для этого в грунт погружают иглофильтры, являющиеся катодами, и металлические стержни — аноды. При пропускании через грунт постоянного электрического тока происходит передвижение воды к иглофильтру-катоде и эффективный коэффициент фильтрации увеличивается в 10... 100 раз.

Понижение уровня подземных вод приводит к тому, что в пределах зоны водопонижения снимается взвешивающее действие воды на скелет грунта. В единице объема грунта возникает дополнительная массовая сила, равная разнице между удельным весом влажного грунта и удельным весом скелета грунта, взвешенного в воде, т. е. $(\gamma - \gamma_{sb})$, которая и вызывает уплотнение грунтового массива.