

Б. И. ДАЛМАТОВ

д-р техн. наук

**РАСЧЕТ
ОСНОВАНИЙ ЗДАНИЙ
И СООРУЖЕНИЙ
ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ
СОСТОЯНИЯМ**



ИЗДАТЕЛЬСТВО ЛИТЕРАТУРЫ

ПО СТРОИТЕЛЬСТВУ

ЛЕНИНГРАД 1968

*Научный редактор — канд. техн. наук
Б. Н. Баршевский*

В книге рассматриваются вопросы расчета оснований по предельным состояниям, приводятся: упрощенный метод выбора нормативного давления на грунт основания; определение размеров подошвы центрально- и внецентренно загруженных фундаментов; расчет осадки фундамента различными методами, включая новый метод ограниченной мощности сжимаемой толщи; упрощенный метод расчета осадки фундамента с учетом загрузки соседних фундаментов и площадей; упрощенный метод расчета устойчивости фундаментов при действии вертикальной нагрузки. Даются справочные таблицы, графики и примеры расчетов.

Книга предназначена для инженеров-строителей, проектирующих фундаменты промышленных и гражданских зданий и сооружений, а также для специалистов, выполняющих инженерно-геологические изыскания.

ВВЕДЕНИЕ

Всякое надземное сооружение несет те или иные нагрузки, включая собственный вес. Обычно они передаются через фундаменты на основание, состоящее, как правило, из слоев грунта или скальных пород.

Материалы, из которых возводятся фундаменты (каменная кладка, бетон, железобетон), во много раз прочнее и обладают существенно меньшей деформативностью, чем грунты даже хорошего качества (песок, глина и т. п.). По этой причине при проектировании фундаментов значительное внимание приходится уделять вопросам обеспечения устойчивости (прочности) основания и оценке деформаций грунтов, в результате которых развивается осадка фундаментов и, следовательно, сооружения.

Развитие неравномерных осадок в отдельных точках сооружения может привести к недопустимому его искривлению. Поэтому главной заботой при проектировании фундаментов является выбор таких основных размеров его (глубины заложения и размеров подошвы), при которых деформации грунтов основания не приводили бы к чрезмерным неравномерным осадкам. Следовательно, размеры подошвы фундаментов приходится устанавливать с учетом деформации грунтов в основании. Кроме того, иногда необходимо производить проверку устойчивости основания.

В течение двух последних столетий строители определяли размеры подошвы фундаментов преимущественно в зависимости от величины допускаемого давления на грунт, причем величина этого давления сначала принималась как характеристика грунта основания. В дальнейшем на основе работ русских ученых Г. Е. Паукара, С. И. Бельзецкого, П. А. Миняева, Н. М. Герсванова, Н. П. Пузыревского и др. допускаемое давление стали принимать с учетом глубины заложения и ширины подошвы фундамента. Однако учет этих размеров производился, судя по всему, с устойчивостью основания. На сооружениях же иногда возникали трещины вследствие того, что отдельные фундаменты получали неодинаковые (неравномерные) осадки от нагрузок, которые значительно меньше нагрузок, приводящих к потере устойчивости грунтов основания.

По этой причине проектирование фундаментов по допускаемому давлению на грунт не гарантировало сохранное состояние сооружений. В то же время во многих случаях фундаменты возводились с большим неоправданным запасом, вызывающим излишнее расходование средств.

Еще в 1937 г. проф. Б. Д. Васильев [5] обратил внимание строителей на необходимость выбирать величину допускаемого давления на грунт с учетом чувствительности несущих конструкций сооружений к неравномерным осадкам. Это положение явилось шагом вперед к проектированию фундаментов по деформации. В то же время оно привело и к другой мысли, что несущие конструкции зданий и сооружений должны в некоторых случаях выбираться в зависимости от ожидаемых деформаций грунтов основания (осадок).

После выхода в свет СНиП [33] фундаменты рекомендуется проектировать по предельным состояниям. При этом фундаменты промышленных и гражданских зданий и сооружений в подавляющем большинстве случаев достаточно рассчитать по предельному состоянию по деформации. Однако существующие методы расчета деформации грунтов оснований (осадки) сравнительно громоздки и в ряде случаев, особенно при учете загрузки соседних фундаментов, не отражают фактическое развитие осадок. Поэтому ниже наряду с изложением основных методов расчета осадки дается достаточно простой метод ограниченной сжимаемой толщи грунтов [12 и 13].

При проектировании несущих конструкций зданий и сооружений следует помнить, что они работают совместно с грунтами основания и что деформации последнего в известной степени отражаются на деформации несущих конструкций. Расчет по предельному состоянию по деформации позволяет выявить ожидаемые искривления сооружения и в некоторых случаях, изменяя размеры подошвы фундаментов, несколько уменьшить (смягчить) эти искривления. Иногда более правильным решением может быть внесение изменений в характер несущих конструкций с целью уменьшения их чувствительности к возможным неравномерным осадкам при данном основании. О таком решении задачи не следует забывать, так как оно может оказаться наиболее рациональным. Приемы уменьшения чувствительности конструкций к неравномерным осадкам изложены в работах [5, 6, 9, 11, 24]. Однако основным в расчете фундаментов все же является расчет осадок, в связи с чем необходимо отметить, что фактические осадки при неправильном производстве работ по возведению фундаментов могут существенно отличаться от расчетных.

В общем случае суммарная осадка фундамента $S_{\text{сум}}$ складывается из четырех составляющих, каждая из которых вызывается различными причинами [14]:

$$S_{\text{сум}} = S + S_{\text{разуп}} + S_{\text{вып}} + S_{\text{расстр}}, \quad (1)$$

где S — осадка, развивающаяся вследствие уплотнения грунтов;
 $S_{\text{разуп}}$ — осадка за счет разуплотнения грунта, приводящего к поднятию дна котлована при разгрузке грунтов основания во время выполнения земляных работ;
 $S_{\text{вып}}$ — осадка выпирания за счет развития пластических деформаций грунтов в основании;
 $S_{\text{расстр}}$ — осадка за счет нарушения структуры (расструктурирования) грунтов основания во время строительства.

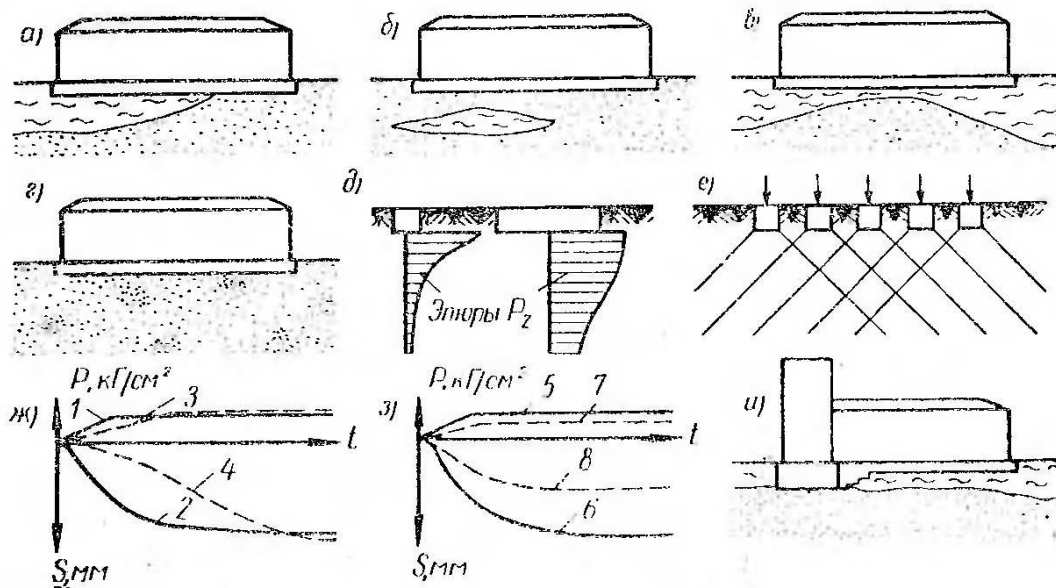


Рис. 1. Причины развития неравномерных осадок уплотнения грунта
а — выклинивание слоев; *б* — линзообразное залегание; *в* — неодинаковая мощность слоев; *г* — неравномерное распределение включений; *д* — различие в напряжениях P_z под узким и широким фундаментами; *е* — влияние загрузки соседних фундаментов; *ж* — неодновременная нагрузка фундаментов; *з* — неполное нагружение фундаментов; *и* — заложение фундаментов на разной глубине на неодинаково сжимаемых грунтах; *1* — быстрая нагрузка фундамента; *2* — его осадка; *3* — медленная нагрузка соседнего фундамента; *4* — его осадка во времени; *5* — проектная нагрузка фундамента; *6* — его осадка; *7* — неполная нагрузка фундамента; *8* — его осадка

Если под всеми точками сооружения суммарная осадка будет одинакова (равномерная осадка), то сооружение переместится по вертикали без искривлений. Такие случаи исключительно редки; чаще осадки неравномерны.

Осадки уплотнения S очень часто неравномерны по следующим основным причинам (рис. 1):

- а) выклинивание отдельных слоев грунта основания в пределах контура здания;
- б) линзообразное залегание отдельных видов грунта;
- в) неодинаковая мощность слоев грунта в основании;
- г) неодинаковая плотность грунта в основании или неравномерное распределение различных включений (торфянистых, валунов и др.);

д) неодинаковая нагрузка на фундаменты сооружений, а следовательно, неодинаковые размеры подошвы отдельных фундаментов при одной и той же интенсивности давления по их подошве;

е) большее влияние загрузения соседних фундаментов на осадку фундаментов в средней части сооружения и меньшее — на осадку крайних и угловых фундаментов;

ж) неодновременное загрузение фундаментов в период постройки сооружений;

з) загрузение части фундаментов нагрузкой, меньше проектной;

и) заложение фундаментов на различной глубине на неодинаково сжимаемые грунты.

Эти причины могут привести к развитию недопустимых деформаций зданий и сооружений при наличии в основании относительно сильно сжимаемых слоев грунта, а также при больших нагрузках, передаваемых на фундаменты.

Величины ожидаемых неравномерностей осадок уплотнения в большинстве случаев устанавливаются расчетом, если, конечно, известно в деталях напластование грунтов и их сжимаемости (модуль деформации или коэффициент относительной сжимаемости). При малой сжимаемости грунтов основания ожидаемая неравномерность осадки, как правило, не превышает допустимых величин.

Осадка разуплотнения $S_{\text{разуп}}$ развивается под действием нагрузки, не превышающей величину природной, т. е. нагрузки, равной весу вынутого грунта при откопке котлована. Это объясняется тем, что при удалении грунта из котлована и уменьшении гидростатического давления происходит разуплотнение грунтов. Кроме того, в результате возникновения в основании нового напряженного состояния под действием давления грунта, располагающегося вокруг дна котлована, развиваются упругие деформации, что приводит к неравномерному поднятию дна котлована, а в последующем к неравномерным осадкам. Это происходит по следующим причинам:

1) неодинаковое поднятие дна котлована вследствие причин, вызывающих неравномерные осадки уплотнения (см. рис. 1, а, б, в, г, и);

2) большее вспучивание грунтов под центральной частью котлована, чем по краям и в углах;

3) различная продолжительность времени, в течение которого разуплотняются грунты основания под отдельными частями сооружения.

В большинстве случаев при возведении зданий и промышленных сооружений на фундаментах, имеющих заглубление не более 5,0 м, осадки разуплотнения незначительны. Они развиваются преимущественно в период возведения самих фундаментов, устройства обратной засыпки до возведения надземных

несущих конструкций и, как правило, почти не отражаются на деформации надземных конструкций.

Влияние осадок разуплотнения следует учитывать при отрывке глубоких котлованов и устройстве фундаментов, вес которых вместе с обратной засыпкой меньше веса вынутаго грунта из котлована.

Осадка разуплотнения $S_{\text{разуп}}$ может быть определена расчетом аналогично осадке уплотнения, но при этом вместо деформативной характеристики сжимаемости грунта следует принимать характеристику его набухаемости с учетом фактора времени, в течение которого грунты основания получают разгрузку.

Осадки выпирания $S_{\text{вып}}$ развиваются за счет пластических деформаций грунтов, сопровождающихся процессом выдавливания их из-под фундаментов в стороны. Если напряжения по подошве фундаментов не превосходят величину нормативного давления, то осадки за счет развития пластических деформаций незначительны.

Наибольшее влияние на развитие неравномерных осадок могут оказать осадки расструктурирования, вызванные нарушением структуры грунтов основания при отрывке котлованов и устройстве фундаментов. Эти осадки связаны с увеличением сжимаемости и уменьшением сопротивления грунтов сдвигу при нарушении структуры, поэтому очень часто зависят от способа производства земляных работ, характера водоотлива, продолжительности работ с момента начала отрывки котлована до момента обратной засыпки грунта за пазухи фундаментов, а также от мероприятий, направленных на сохранение структуры грунтов основания.

К причинам развития неравномерных осадок расструктурирования грунтов основания относятся (рис. 2) метеорологические воздействия, воздействия грунтовых вод и газа, динамические воздействия механизмов и грубые ошибки строителей.

В результате *метеорологических воздействий* может происходить (см. рис. 2):

а — пучение при промерзании и просадка при оттаивании грунтов в основании и около фундаментов как при устройстве фундаментов, так и во время возведения самого сооружения;

б — набухание и размягчение грунтов основания вследствие увлажнения их атмосферными осадками;

в — высыхание грунтов основания под действием солнечной радиации и ветра.

Вследствие *воздействия грунтовых вод и газа* может происходить расструктурирование грунта (см. рис. 2):

г, д — в результате деформации и разрушения слоев грунта под действием гидростатического давления;

е — под воздействием гидродинамического давления;

ж — из-за механической суффозии грунта потоками грунтовых вод, поступающих в котлованы или приямки.

Расструктурирование наблюдается также в результате расширения и выделения растворенного газа при уменьшении гидростатического давления в грунтовой воде.

Динамические воздействия механизмов могут привести к существенному нарушению структуры грунта ниже дна котлована. К динамическим воздействиям особо чувствительны водонасыщенные пылеватые грунты (супеси, суглинки, ленточные глины).

Исследования показывают, что простое перемятие грунта с сохранением его влажности и объемного веса часто приводит к резкому уменьшению сопротивляемости его сдвигу преимущественно за счет уменьшения сцепления и увеличению сжимаемости в 2 и более раз.

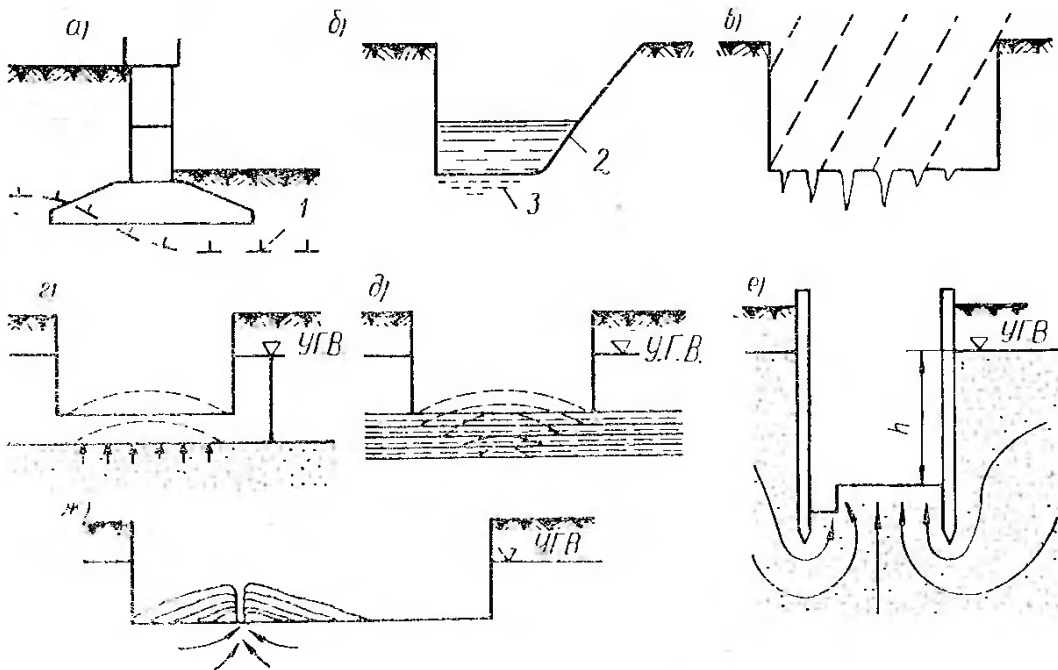


Рис. 2. Причины неодинакового разрушения структуры грунтов основания под действием метеорологических факторов и грунтовых вод
а — промерзание грунтов под фундаментами; *б* — набухание и размягчение грунтов ливневыми водами; *1* — граница промерзания; *2* — вода в котловане; *3* — зона размягчения; *в* — высыхание грунтов; *г* — деформация слоя глины гидростатическим давлением; *д* — деформация прослоек ленточных глин и суглинков гидростатическим давлением; *е* — развитие гидродинамического давления в водопроницаемом грунте; *ж* — суффозия грунта из основания

Кроме изложенных выше причин, иногда имеет место нарушение структуры грунтов основания из-за *грубых ошибок строителей*. К ним чаще всего относятся: перебор грунта и некачественная его обратная укладка; разработка глубоких котлованов около фундаментов, имеющих существенно меньшую глубину заложения; преждевременная откопка котлованов; затопление котлована производственными или хозяйственными водами.

Осадки расструктурирования должны быть сведены к минимальной величине путем правильного выбора способа производства строительных работ, обеспечивающего сохранение структуры грунтов основания.

ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ ДЛЯ РАСЧЕТА ОСНОВАНИЙ ПО ДЕФОРМАЦИИ

§ 1. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ

При проектировании расчет основания здания или сооружения производится с целью нахождения наиболее экономичного решения по выбору размеров фундаментов, удовлетворяющих двум положениям: ограничениям, накладываемым на осадки проектируемого здания или сооружения, и устойчивости основания.

Расчет оснований всех зданий и сооружений в соответствии с требованиями СПиП II-Б.1-62* [33] производится по второму предельному состоянию (по деформации), если основание сложено несколькими грунтами (породами).

По первому предельному состоянию (по несущей способности, т. е. устойчивости) расчет ведется в случаях, когда:

- на основание передаются горизонтальные нагрузки в основном сочетании нагрузок (подпорные стенки и др.);
- основания ограничены вниз идущими откосами;
- фундаменты работают на выдергивание;
- основания сложены скальными породами.

Главной задачей расчета оснований подавляющего большинства зданий и сооружений является проверка выполнения условия, согласно которому деформации, определяемые по расчету, не должны превышать предельных величин, ограниченных для обычных типов зданий нормами. Предельные величины деформаций специальных сооружений, а также зданий с особыми несущими конструкциями назначаются исходя из обеспечения нормальных условий их эксплуатации.

При определении размеров подошвы фундамента по предельной величине осадки или неравномерности осадок приходится вводить второе ограничение, которое вызвано тем, что в настоящее время относительно точно можно определить осадку фундамента, если в большей части объема основания обеспечивается прямая пропорциональность между напряжениями и деформациями. Для этого СНиП рекомендует ограничить интенсивность давления по подошве фундамента величиной, при которой развитие зон пластических деформаций (зон местного нарушения прочности основания) распространяется в глубину основания не более чем на четверть ширины подошвы фундамента.

Давление, при котором развитие зон пластических деформаций достигает глубины, равной четверти ширины подошвы фундамента, называется *нормативным давлением на грунт основания* R^n . При этом и меньшем давлении деформации основания могут определяться как для линейно деформируемого тела. Величина R^n зависит от ширины подошвы фундамента, глубины его заложения и сопротивления грунта сдвигу.

Для эксцентрично нагруженных фундаментов вводится дополнительное ограничение: величина краевого давления не должна превышать $1,2R^n$. Увеличение краевого давления на 20% по сравнению с R^n объясняется тем, что это повышенное давление действует в пределах небольшой части подошвы фундамента и, следовательно, незначительно отражается на величине осадки тем более, что под противоположным краем фундамента зона пластических деформаций меньше четверти ширины подошвы или полностью отсутствует.

При малосжимаемых грунтах, а также при сравнительно небольших нагрузках (здания до шести этажей) ограничение величины нормативного давления на грунт часто является решающим. В этом случае величина осадки фундамента по расчету оказывается существенно меньше предельного значения, однако уменьшать размеры подошвы фундамента нельзя, так как при этом резко возрастают зоны пластических деформаций. Поэтому допускаются упрощения расчета: для случаев, указанных в табл. 12 СНиП II-Б.1-62* считают, что условия, накладываемые на деформации, выполнены, если напряжение по подошве фундаменте не превосходит величину нормативного давления на грунт.

Еще проще назначаются предварительные размеры фундаментов при основании, сложенном горизонтальными, выдержанными по толщине слоями грунта, и окончательные размеры фундаментов зданий и сооружений III и IV классов. В этом случае допускается определять величину нормативного давления по табл. 14 СНиП II-Б.1-62* в зависимости только от характера грунта основания.

Таким образом, расчетом естественного основания в общем случае необходимо убедиться в том, что среднее давление по подошве не превосходит нормативное R^n , а краевое давление — $1,2 R^n$, деформации основания не превышают предельных величин и основание устойчиво. В отмеченных выше случаях, допускающих упрощения, расчеты деформации и устойчивости основания не производятся.

Обычно придерживаются следующего порядка расчета основания по деформации:

1. Производится подсчет нагрузок, действующих на обрезы фундаментов здания или сооружения.

2. Оцениваются инженерно-геологические условия площадки строительства, устанавливаются необходимые нормативные и расчетные характеристики грунта.

3. Намечаются возможные варианты глубины заложения и типа фундаментов (сплошная плита, ленточный и т. п.).

4. Устанавливается группа фундаментов, при расчете основания которых принимается окончательное решение по выбору типа основания (естественное, искусственное), типа фундамента (отдельный, ленточный, сплошной, свайный и т. п.), глубины их заложения.

В такую группу включают наиболее нагруженные фундаменты и фундаменты, которые могут получить наибольшую неравномерность осадки (прогиб, перекос, крен).

5. Рассчитывается ширина фундамента (сначала наиболее нагруженного) с одновременным определением величины нормативного давления на грунт, при этом задаются соотношением сторон подошвы. Для III и IV классов сооружений величина нормативного давления устанавливается по табл. 14 (СНиП II-Б.1-62*).

Размеры подошвы вычисляются в зависимости от величины нормативного давления.

6. Назначаются размеры подошвы фундамента по произведенному расчету с учетом модульной системы конструкций фундаментов.

7. Производится проверка средней величины напряжений по подошве фундамента и величины краевых напряжений (при внецентренном нагружении), затем эти величины сравниваются с нормативным давлением на грунт при данной ширине фундамента.

8. Расчетом определяется осадка фундамента и сравнивается с предельно допустимым значением.

9. В тех случаях, когда найденная осадка больше предельного ее значения, изменяют размеры фундамента (глубину заложения, соотношение сторон и ширину подошвы), добиваясь выполнения условия расчета фундамента по деформации. Если такое решение оказывается нерациональным, принимают другой тип фундаментов или основания и повторно производят расчет.

10. Расчетом определяются осадка и неравномерности осадок фундаментов, при этом учитывается загрузка соседних фундаментов и в некоторых случаях соседних площадей (нагрузка на пол по грунту, от подсыпки территории и т. п.).

11. Если найденные значения осадок и их неравномерности окажутся больше предельных величин, то, изменяя намеченное решение, добиваются выполнения условия расчета фундаментов по деформации (см. п. 9).

12. Расчет всех остальных фундаментов здания или сооружения производят в указанной выше последовательности, за исключением пунктов, решение по которым является общим.

В некоторых случаях производят проверку устойчивости оснований (производят расчет по несущей способности).

§ 2. НАГРУЗКИ, УЧИТЫВАЕМЫЕ ПРИ РАСЧЕТЕ ОСНОВАНИЙ

При расчете основания по деформации и устойчивости сбор нагрузок, действующих в плоскости подошвы фундамента, в общем случае должен производиться в соответствии со статической схемой сооружения. Для упрощения расчета в подавляющем большинстве случаев при составлении такой схемы условно принимают защемление несущих конструкций в плоскости обреза или подошвы фундаментов. Кроме того, считают, что фундаменты, на которые опираются неразрезные конструкции (многопролетные рамы, балки и т. п.), имеют одинаковую осадку.

Первое упрощение обычно приводит к некоторому дополнительному запасу устойчивости основания и уменьшению фактического поворота фундамента, поскольку момент при полной заделке конструкции в фундаменте получается больше, чем при учете упругого поворота за счет деформации грунтов основания.

Второе упрощение основано на том, что группу фундаментов, поддерживающих неразрезную конструкцию, стремятся спроектировать так, чтобы осадка отдельных опор была одинаковой и, во всяком случае, неравномерность осадки основания меньше предельно допустимого значения. Неравномерность осадки грунтов основания отдельных фундаментов, поддерживающих неразрезную конструкцию, приведет к перераспределению давления на них: на фундаменты, получающие меньшую осадку, давление увеличится за счет разгрузки фундаментов, имеющих более податливое основание. Это перераспределение давления наиболее значительно при неразрезных конструкциях, обладающих большой жесткостью.

В конечном итоге за счет совместной работы грунтов основания и неразрезной надземной конструкции происходит выравнивание осадок. Следовательно, уменьшается ожидаемая неравномерность осадок, которая при расчете основания без учета его совместной работы с неразрезными несущими конструкциями не должна превышать предельно допустимого значения.

При предварительных расчетах, когда еще не определены усилия, передаваемые неразрезными конструкциями на фундаменты, допускаются существенные упрощения. В этом случае вертикальные усилия от колонн, стоек рам и стен определяют без учета неразрезности опирающихся на них конструкций. Размеры грузовой площади от перекрытий и покрытий со всех сторон вычисляют исходя из того, что с каждой стороны нагрузка передается с половины пролета; такое упрощение иногда принимают и при окончательном расчете центрально нагруженных фундаментов. Определение момента при указанном упрощении в большинстве случаев недопустимо, поэтому окончательная проверка размеров подошвы фундамента при значительном моменте должна производиться с определенным усилием в соответствии со статической схемой сооружения.

Рассмотрим простейший случай определения усилия, передаваемого на обрест фундамента стеной многоэтажного здания. Если не учитывать статическую схему сооружения, то вследствие внецентренного приложения нагрузки от перекрытий (рис. 3) момент, передаваемый на фундамент, должен был бы равняться сумме моментов от перекрытий. Это значит, что можно принять расчетную схему, изображенную на рис. 3, б. Но эта схема реальна, если возможна деформация, показанная пунктиром. Поскольку перекрытия исключают горизонтальные перемещения стены, то в качестве расчетной следует принять схему, изображенную на рис. 3, в. При расчете по этой схеме действующий момент будет много меньше взятого по предыдущей схеме и направлен в противоположную сторону.

Аналогичная картина наблюдается и при определении моментов, передаваемых на фундаменты рамными и другими неразрезными конструкциями. Поэтому при определении момента нельзя слепо следовать рекомендации СНиП II-Б.1-62* о допустимости расчета усилий, передаваемых на фундаменты, без учета неразрезности конструкций.

Величины нагрузок на основание определяются согласно указаниям глав СНиП II-А.10-62 и II-А.11-62 [34, 31]. С целью упрощения допускается определять суммарную нормативную нагрузку на основание по усилиям от расчетных нагрузок из выражения

$$N_0^H = \frac{N_0}{1,2}, \quad (2)$$

где N_0^H — суммарная нормативная нагрузка по обресту фундамента;

N_0 — суммарная расчетная сжимающая нагрузка по обресту фундамента;

1,2 — средний коэффициент перегрузки. Дифференцированные значения коэффициента для фундаментов промышленных зданий приводятся в Справочнике проектировщика [30].

Вес фундамента и грунта над его уступами проще вычислять сразу как нормативную нагрузку. При внецентренно нагруженных фундаментах момент от нормативных нагрузок можно

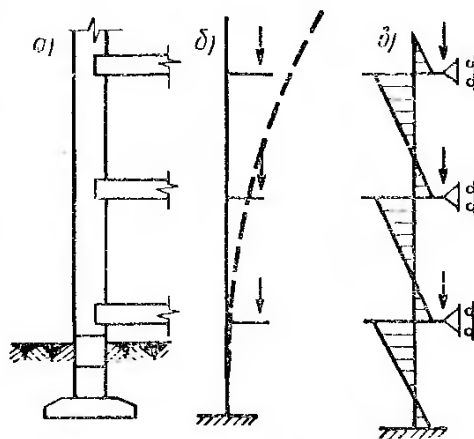


Рис. 3. Расчетная схема для сбора нагрузки от стены многоэтажного здания

a — разрез; *б* — схема без учета распора от перекрытий; *в* — схема при учете распора от перекрытий

также определять путем деления величины момента от расчетных нагрузок, действующего в плоскости подошвы фундамента, на указанный выше средний коэффициент перегрузки.

В тех случаях, когда расчетом устанавливается неравномерность осадки, важно правильно определить (без завышения или занижения) нормативную нагрузку. Поэтому при подсчете величины временных нагрузок необходимо учесть фактические нагрузки, приходящиеся на несущие конструкции и, в частности, на перекрытия.

При определении неравномерности осадки следует с осторожностью относиться к оценке временных нагрузок, которые необходимо учитывать при расчете фундаментов по деформации.

Для наглядности рассмотрим суммарную временную нагрузку на площадки и марши многоэтажного здания. При наличии лифта в жилых зданиях лестница используется в исключительных случаях (при подъеме громоздких вещей, аварии лифта и т. п.). Таким образом, в условиях нормальной эксплуатации марши и площадки лестницы практически не загружены. По расчету же в соответствии со СНиП II-A.11-62* суммарная нагрузка на лестницу шестнадцатизэтажного здания достигает 45 т.

Аналогичное положение наблюдается и при проектировании многоэтажных производственных зданий, в которых нагрузка на перекрытия задается для случая наихудшего размещения оборудования и материалов. При расчете фундаментов по деформации на величины полезных нагрузок следует вводить понижающие коэффициенты, сообразуясь с реальными условиями эксплуатации уже построенных сооружений.

Расчет оснований по деформациям производится на основное сочетание нагрузок. В основное сочетание входят постоянные и длительно действующие временные нагрузки, а также одна из возможных кратковременных нагрузок (наиболее существенно влияющая в данном случае на деформацию основания). К сожалению, влияние периодически действующих кратковременных нагрузок на деформации различных грунтов оснований пока еще недостаточно изучено. Известно, что слабо фильтрующие глинистые грунты, у которых поры полностью заполнены водой, деформируются во времени очень медленно. Во многих случаях нарастание осадки сооружений за счет развития фильтрационной консолидации и деформаций ползучести протекает в течение многих лет и даже десятилетий. Поэтому кратковременная нагрузка, действующая в течение нескольких минут и даже часов, приводит лишь к небольшой доле деформации, которая могла бы развиться, если бы эта нагрузка была постоянной. Как будет развиваться деформация водонасыщенных глинистых грунтов при многократном приложении кратковременной нагрузки, установить трудно.

К кратковременным нагрузкам на перекрытие СНиП относят вес людей, мебели, лёгкого оборудования и снеговые нагрузки. Некоторая часть их действует в течение нескольких месяцев и даже лет. Есть основание полагать, что под действием таких нагрузок развиваются деформации даже водонасыщенных глинистых грунтов.

Песчаные хорошо фильтрующие грунты, а также неводонасыщенные глинистые грунты деформируются во времени значительно быстрее, поэтому они дают осадку даже при относительно непродолжительном их загрузении.

Изложенное заставляет при выборе кратковременных нагрузок, входящих в состав основного сочетания, учитывать характер грунтов в основании. Если грунты способны относительно быстро деформироваться во времени (песок, неводонасыщенный глинистый грунт), то выбирается кратковременная нагрузка, вызывающая развитие либо наибольшей нормативной сжимающей силы, либо наибольшего момента. При наличии в основании водонасыщенных слабофильтрующих грунтов (глина, суглинок) целесообразно брать наибольшую кратковременную нагрузку, которая действует в течение относительно длительного периода времени без перерывов или периодически появляется и исчезает при длительном суммарном периоде времени воздействия этой нагрузки.

Расчет оснований по устойчивости (по несущей способности) производится на основное, дополнительное или особое сочетание расчетных нагрузок. При этом основание рассчитывают исходя из наибольших величин усилий независимо от продолжительности их действия.

§ 3. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ХАРАКТЕРИСТИК ДЕФОРМАТИВНОСТИ ГРУНТА ПО КОМПРЕССИОННЫМ ИСПЫТАНИЯМ

Основными характеристиками грунта, входящими в формулы по расчету оснований по деформации, являются модуль деформации, или коэффициент относительной сжимаемости, и коэффициент бокового расширения μ (коэффициент Пуассона). Коэффициент Пуассона может быть установлен путем проведения специальных испытаний образцов грунта в стабилометрах. Исследования проф. Е. И. Медкова [23] показали, что величина μ зависит от напряженного состояния. Учет переменности значения этого коэффициента существенно усложняет оценку характеристик деформативности грунта и расчета осадок сооружений. Кроме того, недостаточная изученность закономерности изменения μ пока не позволяет в инженерных расчетах учитывать этот фактор; обычно считают μ постоянным. Чаще всего значения μ принимают по таблицам, составленным на основе единичных определений специальных исследований. Н. А. Цытович рекомендует брать их по табл. 13.

Модуль деформации и коэффициент относительной сжимаемости часто определяют по результатам компрессионных испытаний в одометрах образцов грунта ненарушенной структуры (при этих испытаниях исключается боковое расширение образца). В результате испытания устанавливается зависимость изменения коэффициента пористости грунта от изменения давления и строится компрессионная кривая (рис. 4).

Для определения по компрессионной кривой деформативных характеристик кривую на некотором участке заменяют секущей прямой AB . Так как от выбора точек A и B зависит получаемое значение искомых характеристик, важно правильно выбрать значения p_1 и p_2 . Строителей, как правило, мало интересу-

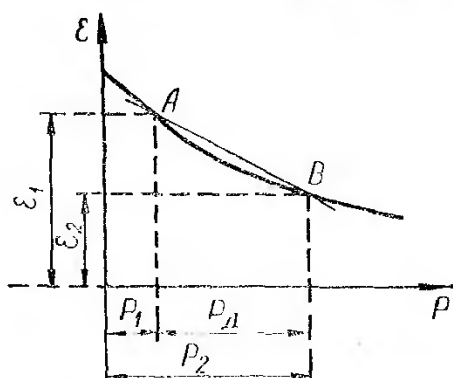


Рис. 4. Компрессионная кривая

сует изменение пористости грунта при давлении менее природного (на рассматриваемой глубине), поэтому в качестве p_1 принимают природное давление, т. е.

$$p_1 = \gamma_0 h,$$

где h — глубина (от поверхности земли), на которой интересуется сжимаемость данного грунта;

γ_0 — средневзвешенный объемный вес грунта в пределах

глубины h , чаще всего принимаемый без учета взвешивающего действия воды.

Взвешивающее действие воды учитывают только для слоев грунта современных отложений, которые постоянно находились под его действием. Если же уровень грунтовых вод в предшествующее время (после образования грунта) опускался ниже рассматриваемой глубины, то в период снятия взвешивающего действия воды грунт неизбежно уплотнился под весом вышележащих слоев. В дальнейшем поднятие уровня грунтовых вод и связанное с этим уменьшение давления не приводит к существенному увеличению объема грунта. По изложенной причине при указанных условиях определение p_1 производят без учета взвешивающего действия грунтовой воды.

В качестве p_2 принимают интенсивность давления, возникающего на рассматриваемой глубине после возведения сооружения при действии основного сочетания нагрузок.

Зная p_1 и p_2 по компрессионной кривой, легко найти соответствующее значение коэффициентов пористости ϵ_1 , ϵ_2 и вычислить величину коэффициента относительной сжимаемости

$$a_0 = \frac{\epsilon_1 - \epsilon_2}{(p_2 - p_1)(1 + \epsilon_1)}.$$

Таким образом, коэффициент относительной сжимаемости получается непосредственно из компрессионного испытания об-

разца грунта. Это является преимуществом данной характеристики по сравнению с модулем деформации, который может быть найден по формуле

$$E = \frac{\beta_0}{\alpha_0},$$

где β_0 — коэффициент, зависящий от бокового расширения грунта и определяемый из выражения

$$\beta_0 = 1 - \frac{2\mu^2}{1 - \mu}.$$

Указанные выше неточности определения значений μ приводят к тому, что величина модуля деформации E определяется по компрессионной кривой с некоторой погрешностью.

Грунты, являясь природными образованиями, обладают существенной неоднородностью даже в пределах отдельного слоя. Из-за этого нельзя ограничиться одним-двумя определениями любой расчетной характеристики и тем более α_0 и E . Для получения значения этих характеристик проводят несколько параллельных испытаний (не менее шести) и находят среднеарифметическую их величину. Чем больше количество испытаний, тем в меньшей степени результаты отдельных испытаний отражаются на среднем значении определяемой характеристики.

Результаты, получаемые по компрессионным испытаниям, нельзя считать безупречными. Образцы грунта (монолиты), извлекаемые из скважин, испытывают резкое изменение напряженного состояния, а также некоторое нарушение структуры при отборе, консервации, транспортировке, хранении и при взятии образцов в одометры. В большинстве случаев нарушение структуры глинистых грунтов приводит к увеличению их деформативности. Легче всего нарушается структура слабо уплотненных водонасыщенных глинистых грунтов. В то же время эти грунты обладают свойством в некоторой степени восстанавливать структурные связи. Так, проведенные В. Г. Науменко и Добангом [25] опыты показывают, что структура в образцах водонасыщенного глинистого грунта, взятых в одометры, постепенно восстанавливается, поэтому образцы водонасыщенного грунта после помещения их в одометры необходимо выдерживать в течение нескольких недель до приложения нагрузки. При глинистых грунтах в твердом и полутвердом состоянии во время всех операций с момента отбора монолита в скважине до взятия его в одометр легче сохранить природную структуру (если, конечно, сохраняется естественная влажность). Любое нарушение структуры образцов грунта, взятых в одометры, приводит к завышению значения коэффициента относительной сжимаемости и занижению модуля деформации.

Существенным недостатком испытания грунта в одометрах являются быстрая загрузка образцов, в то время как грунты

в основании испытывают постепенно возрастающие напряжения, под действием которых в процессе уплотнения увеличивается сопротивляемость грунта внешним воздействиям.

Выявить влияние этого фактора на получаемые результаты можно параллельным проведением опытов со ступенчатым нагружением образцов по обычной методике и с постепенным медленным нагружением. Сопоставление результатов таких опытов для каждого вида грунта позволит установить переходный коэффициент от значений деформативных характеристик, получаемых при обычном быстром нагружении, к величинам этих характеристик при медленном возрастании нагрузки. В большинстве случаев это приведет к необходимости снижения величины коэффициента относительной сжимаемости и увеличения модуля деформации.

Другим фактором, отражающимся на получаемых величинах деформативных характеристик, является медленное развитие деформаций ползучести образца грунта. Если при опытах легко добиться почти полной стабилизации образца грунта в результате развития фильтрационной консолидации, то деформации ползучести, часто называемые «вторичной консолидацией», развиваются в течение весьма длительного периода времени, измеряемого годами. Таким образом, в течение относительно кратковременного испытания образец грунта не получает полную деформацию. Для ее определения необходимо установить параметры ползучести. Их можно найти, зная ход изменения парового давления, например по методике, изложенной Ю. К. Зарецким [40].

При компрессионных испытаниях обычно не определяется поровое давление. Однако это не исключает возможности нахождения параметров ползучести по данным компрессионных испытаний. Для вычисления необходимо при проведении компрессионных испытаний водонасыщенных грунтов каждую нагрузку выдерживать три-шесть дней после полной стабилизации фильтрационной консолидации. Известно, что в период развития только деформаций ползучести возрастание осадки с некоторым приближением может быть выражено уравнением [40]:

$$S(t) = ph [a_0^{\text{перв}} + a_0^{\text{вт}} (1 - e^{-\delta_1 t})], \quad (3)$$

где $S(t)$ — деформация образца грунта через t часов после нагружения;

p — интенсивность ступени нагружения;

h — высота образца;

$a_0^{\text{перв}}$ и $a_0^{\text{вт}}$ — коэффициенты относительной сжимаемости грунта соответственно вследствие фильтрационной консолидации и в результате ползучести;

δ_1 — параметр ползучести грунта.

Для нахождения трех неизвестных $a_0^{\text{перв}}$, $a_0^{\text{вт}}$ и δ_1 по результатам эксперимента возьмем три значения $S(t)$ после завершения фильтрационной консолидации для значения времени t_1 , t_2 и t_3 . При этом выберем значения t_2 и t_3 так, чтобы $t_2=2t_1$ и $t_3=3t_1$. Тогда, подставив их в формулу (3), получим три уравнения, решение которых приведет к выражениям:

$$a_0^{\text{вт}} = \frac{S(t_3) - S(t_1)}{ph(e^{-\delta_1 t_1} - e^{-\delta_1 t_3})};$$

$$a_0^{\text{перв}} = \frac{1}{ph} \cdot \frac{S(t_3)(1 - e^{-\delta_1 t_1}) - S(t_1)(1 - e^{-\delta_1 t_3})}{e^{-\delta_1 t_3} - e^{-\delta_1 t_1}};$$

$$\delta_1 = -\frac{\ln x}{t_1}.$$

Величина x определяется из выражения

$$x_{1, 2} = \frac{S(t_3) - S(t_1)}{2[S(t_2) - S(t_1)]} \pm \sqrt{\left\{ \frac{S(t_3) - S(t_1)}{2[S(t_2) - S(t_1)]} \right\}^2 - \frac{S(t_3) - S(t_2)}{S(t_2) - S(t_1)}}.$$

Повышения точности расчета можно достигнуть, принимая, по возможности, продолжительные отрезки времени (например два, четыре, шесть дней).

Определив $a_0^{\text{перв}}$, $a_0^{\text{вт}}$ и δ_1 , по формуле (3) составляют прогноз конечной осадки образца под данной ступенью загрузки через десять-двадцать лет после возведения сооружения, считая с момента начала загрузки его основания. Более длительный период времени учитывать не имеет смысла, так как после указанного промежутка времени деформации ползучести развиваются исключительно медленно. Полученное значение конечной осадки S_K позволяет определить соответствующую величину коэффициента пористости после уплотнения образца грунта под данной ступенью загрузки.

Если деформация ползучести рассматривается не от первой ступени загрузки, то неполная стабилизация деформаций ползучести во время предшествующих ступеней загрузки несколько отражается на получаемых результатах.

§ 4. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ХАРАКТЕРИСТИК ДЕФОРМАТИВНОСТИ ГРУНТА ПО ИСПЫТАНИЯМ СТАТИЧЕСКОЙ НАГРУЗКОЙ

Возможные нарушения структуры грунта на всех этапах с момента отбора монолитов в скважинах до взятия образцов в одометры создают неуверенность, в какой степени результаты, получаемые при компрессионных испытаниях, соответствуют действительным значениям. К этому добавляется, что осадки,

рассчитанные по результатам компрессионных испытаний даже без учета ползучести во времени, очень часто существенно превышают величины, наблюдаемые в натуральных условиях после возведения сооружений. Поэтому за последнее время все чаще и чаще модуль деформации и коэффициент относительной сжимаемости определяют испытанием грунта статической нагрузкой.

Сама по себе идея получения деформативных характеристик грунта из результатов модельных испытаний бесспорно заслуживает одобрения; испытания, конечно, должны проводиться с учетом законов моделирования. Если в случае испытания грунта в шурфе с площадью штампа не менее 5000 см^2 возможно в какой-то степени достигнуть моделирования напряженного состояния грунта в основании штампа, то при проведении опытов в скважине задача моделирования усложняется.

По результатам испытания в настоящее время ГОСТ 12374 — 66 (Грунты. Метод полевого испытания статическими нагрузками) рекомендует модуль деформации определять по формуле

$$E = (1 - \mu^2) \omega d \frac{\Delta p}{\Delta S}, \quad (4)$$

где μ — коэффициент бокового расширения грунта (коэффициент Пуассона);

ω — коэффициент, зависящий от формы подошвы и жесткости штампа;

d — диаметр опытного штампа;

ΔS — приращение осадки штампа, соответствующее приращению нагрузки Δp .

Коэффициент Пуассона μ по ГОСТ рекомендуется брать для крупнообломочных пород — 0,27, для песков и супесей — 0,30, для суглинков — 0,35 и для глин — 0,42. Значение же коэффициента ω принимается равным 0,8; это соответствует осадке абсолютно жесткого штампа на линейно деформируемом полупространстве.

Выразив значение E через a_0 и подставив в формулу (4), получим выражение для определения коэффициента относительной сжимаемости:

$$a_0 = \frac{1 - 2\mu}{(1 - \mu)^2} \cdot \frac{\Delta S}{\omega d \Delta p}. \quad (5)$$

По формулам (4) и (5) значения модуля общей деформации получаются больше, а коэффициента относительной сжимаемости меньше, чем по результатам компрессионных испытаний. Многие считают, что это расхождение объясняется только неточностями компрессионных опытов.

На основании сопоставления модулей деформации, полученных испытанием грунтов пробной нагрузкой и в одометрах, И. А. Агишев [1] вычислил величину переходного коэффициента

в зависимости от коэффициента пористости грунта. Этот переходный коэффициент оказался в пределах от 2 до 8. Такое большое расхождение между модулями деформации, полученными при проведении опытов штампами и компрессионных испытаний, нельзя объяснить только неточностями компрессионных опытов. Главными причинами расхождений являются:

1) несоответствие расчетной схемы, принимаемой при определении E и a_0 по формулам (4) и (5), фактическому напряженному состоянию под штампом;

2) неполная фильтрационная консолидация грунта вследствие относительной кратковременности проведения опытов в полевых условиях;

3) развитие деформаций ползучести грунта, не учитываемых при определении E и a_0 .

Расхождения, получаемые по указанным причинам, несколько смягчаются вследствие частичного нарушения структуры грунта при разработке шурфов и бурении скважин, а также различия в скорости возрастания напряжений в массиве грунта под штампом и под реальными фундаментами сооружений.

В результате несоответствия между расчетной схемой, принимаемой при определении значений E и a_0 по формулам (4) и (5), и схемой, на основании которой производится расчет осадки фундамента, по полученным E и a_0 нельзя установить точную величину осадки фундамента. Если по данным испытания грунта пробной нагрузкой по формулам (4) и (5), т. е. из рассмотрения деформации линейно деформируемого полупространства, найти модуль деформации и, исходя из его значения, определить методом суммирования (по СНиП) осадку этого же штампа под приложенной нагрузкой, то найденная по расчету осадка будет меньше наблюдавшейся во время опыта. Это расхождение особенно велико при проведении испытаний в скважинах. Величина модуля деформации, найденная обратным ходом расчета из формулы (47), по которой определяется осадка методом суммирования (см. главу III), оказывается меньше, чем по формуле (4): для опыта, проведенного в скважине на глубине 5 м — на 11, на глубине 10 м — на 23 и на глубине более 15 м — на 36%. Это расхождение объясняется тем, что расчет осадки штампа методом суммирования производится по другой расчетной схеме.

Если в качестве расчетной схемы принять деформацию ограниченной по мощности сжимаемой толщи (см. главу IV), то значения модуля деформации получатся на 30% меньше, чем при расчете по формуле (4).

Модуль деформации, найденный из выражения (4), правильнее использовать при расчете осадки по формуле Шлейхера или методом эквивалентного слоя Н. А. Цытовича, в которых рассматривается деформация бесконечного линейно деформируемого полупространства.

Таким образом, модуль деформации E и коэффициент относительной сжимаемости a_0 правильнее определять тем же методом, который применяется при расчете осадок фундаментов. Это в полной мере справедливо только при расположении опытного штампа на поверхности грунта или в неглубоком шурфе. При испытании грунта в скважине на перемещение штампа во время опыта дополнительно существенно сказывается работа массива грунта, расположенного над плоскостью, проходящей через подошву штампа. В этом массиве возникают вертикальные растягивающие напряжения. Их величина зависит от соотношения деформативности грунта при сжатии и растяжении: чем больше это соотношение, тем значительнее влияние верхнего массива грунта на напряженное состояние и деформации грунта под штампом.

Если по результатам испытания грунта в скважине статической нагрузкой (загрузкой штампа) величины E и a_0 определяются по формулам (4) и (5), то это равносильно тому, что модуль деформации грунта, залегающего по сторонам от скважины, при растяжении принимается равным нулю. Фактически это справедливо только для песков.

При бурении скважины и опускании обсадной трубы нарушается природное напряженное состояние. После приложения нагрузки, равной природному давлению, это напряженное состояние в значительной степени восстанавливается. При увеличении давления по подошве штампа более величины природного под штампом грунт преимущественно уплотняется, что приводит к осадке штампа и к вертикальному перемещению частиц грунта, расположенных на некотором расстоянии от скважины в плоскости, проходящей через подошву штампа. Эта плоскость (мысленно представляемая) будет искривляться из-за неодинаковых вертикальных перемещений на различных расстояниях от штампа. При возникновении такого рода перемещений в вышерасположенном массиве грунта на существующее напряженное состояние будут наложены в пределах некоторой области преимущественно напряжения растяжения. Это приведет к тому, что существующие напряжения сжатия от собственного веса грунта будут уменьшаться, вызывая некоторое увеличение объема грунта (набухание).

Деформации набухания при уменьшении давления, как правило, существенно меньше деформаций уплотнения. Следовательно, модуль деформации при набухании будет больше модуля деформации при уплотнении. Вследствие этого при первых нагрузках массив грунта, расположенный по сторонам от скважины, существенно должен сказываться на работе грунтов основания штампа. Если бы над штампом также был грунт и к последнему прикреплен (приклеен) верх штампа, то напряженное состояние под штампом правильнее было бы определять не по задаче Буссинеска, а по решению Л. Кельвина [35]

или Р. Миндлина [42]. В этом случае напряжения и деформации под штампом, как установил С. А. Роза [29], были бы приблизительно в 2—2,3 раза меньше, чем под штампом, установленным на поверхности линейно деформируемого полупространства (задача Шлейхера). Следовательно, при использовании решений Кельвина или Миндлина для определения модуля деформации грунта по результатам загрузки штампа в скважине была бы получена величина примерно в 2 раза меньше.

Поскольку над штампом нет грунта, влияние массива грунта, расположенного вокруг скважины, и наличие жесткой обсадной трубы должно сказываться на результатах определения модуля деформации, который при расчете по формуле (4) необходимо умножить на некоторый коэффициент, величина которого, по-видимому, находится в пределах от 0,5 до 1. С. А. Роза [29] при испытании грунта в скважине рекомендует в формулу (4) вводить коэффициент для жирных глин 0,7, для суглинков и тощих глин — 0,8 и для песков — 1,0.

По мере увеличения давления, передаваемого штампом на грунт, напряжения в вышерасположенном массиве будут уменьшаться до возникновения пластических деформаций под воздействием наибольших горизонтальных напряжений; после этого влияние вышерасположенного массива грунта на деформации основания существенно уменьшится. Поскольку под штампом деформируется ограниченный слой грунта, есть основание полагать, что и над штампом деформации растяжения испытывает слой, ограниченный по мощности. Таким образом, сказанное об уменьшении модуля деформации в связи с тем, что уплотняется фактически не бесконечное полупространство, а ограниченный по мощности слой, в такой же степени можно отнести и к зоне растяжения. Поэтому ранее установленные проценты снижения модуля деформации из-за ограниченности деформирующегося слоя остаются в силе.

Большое значение для определения величины модуля деформации также имеет продолжительность выдерживания каждой ступени нагрузки. При испытании грунта статической нагрузкой требуется (в соответствии с ГОСТ 12374—66) каждую ступень выдерживать до условной стабилизации, при которой нарастание осадки происходит со скоростью менее 0,1 мм в течение 24 ч.

Нарастание деформации, если оно связано лишь с неполной стабилизацией фильтрационной консолидации, сказывается при слабо фильтрующих глинистых грунтах. Так, при коэффициенте фильтрации грунта 10^{-8} см/сек указанная условная стабилизация при загрузении штампов в скважинах наступает через 8 ч с момента приложения нагрузки, когда степень консолидации приблизительно равна 85%. Вследствие этого при полной консолидации осадка штампа от рассматриваемой ступени загрузения будет на 15% больше осадки, замеренной

при опыте. Следовательно, модуль деформации, вычисленный без учета этой части осадки, получится на 15% больше фактического значения. Продолжающееся нарастание осадок от предшествующих ступеней загрузки несколько уменьшает указанную выше ошибку. При коэффициенте фильтрации грунта более 10^{-7} см/сек выдерживание ступени загрузки в течение 8 ч приводит почти к полной стабилизации осадки. В таком случае ошибка при определении модуля деформации не превышает 5%.

Большее значение имеет развитие деформаций ползучести грунта при уплотнении. Эти деформации нарастают в течение многих лет как под фундаментами сооружений, так и под опытным штампом. Недоучет их приводит к существенному завышению модуля деформации. Если принять, что грунт деформируется в соответствии с законом линейной ползучести и что к моменту условий стабилизации половина скорости нарастания осадок обусловлена фильтрационной консолидацией, а половина — деформациями ползучести грунта, то значения модуля деформации, полученные без учета полной консолидации за счет ползучести, должны быть снижены: при $E=50$ кг/см² на 6,5%, при $E=100$ кг/см² на 11,6%, а при $E=500$ кг/см² на 30%.

Таким образом, деформации ползучести грунта при уплотнении существенно сказываются на величине модуля деформации плотных грунтов, обладающих относительно высокими значениями модуля. Завышение модуля деформации вследствие ползучести грунта в равной степени относится как к результатам компрессионных испытаний грунтов в лабораторных условиях, так и опытных штампов в скважинах и шурфах.

Рассмотренные причины расхождений в значениях модулей деформаций, несоответствие расчетной схемы, неполный учет фильтрационной консолидации грунта и развитие деформаций ползучести приводят к существенному завышению модуля деформации грунтов, устанавливаемому по формуле (4) в соответствии с результатами испытания грунтов статической нагрузкой. В связи с этим рекомендуется формулы (4) и (5) представить в виде

$$E = (1 - \mu^2) \omega K_1 K_2 K_3 d \frac{\Delta p}{\Delta S + S_{II}} \quad (4a)$$

и

$$a_0 = \frac{1 - 2\mu}{(1 - \mu)^2} \cdot \frac{\Delta S + S_{II}}{\omega K_1 K_2 K_3 d \Delta p}, \quad (5a)$$

где K_1 — коэффициент, учитывающий ограниченность деформирующегося слоя при приложении нагрузки Δp ;

K_2 — коэффициент, учитывающий работу грунта над плоскостью, проходящей через подошву штампа;

K_3 — коэффициент, учитывающий неполноту фильтрационной консолидации;

S_{II} — осадка штампа за счет ползучести грунта, не выявленная во время опыта.

Значения коэффициентов приведены в табл. 1.

Т а б л и ц а 1

Значения коэффициентов K_1 , K_2 и K_3

Метод расчета и характер грунта	K_1	K_2	K_3
При расчете по методу суммирования на глубине:			
5 м	0,89	—	—
10 »	0,77	—	—
15 »	0,64	—	—
При расчете по методу эквивалентного слоя	1	—	—
При расчете по методу ограниченной сжимаемой толщи	0,7	—	—
Для глин тяжелых	—	0,7	0,85
» суглинков и глин легких	—	0,8	0,95
» песков и супесей	—	1,0	1,0

С некоторым приближением при линейной ползучести можно принять

$$S_{II} = \alpha v_s,$$

где v_s — нарастание деформации в конце данной ступени нагружения после окончания фильтрационной консолидации за время, изменяющееся на один порядок;

α — коэффициент, характеризующий, какая часть скорости нарастания осадки штампа в конце опыта развивается за счет деформаций ползучести от данной ступени нагрузки. Коэффициент α в порядке первого приближения может быть принят равным 0,5.

Таким образом, с одной стороны, неучет рассмотренных трех основных факторов завышает модуль деформации грунтов, устанавливаемый по формуле (4). С другой стороны, на грунт действуют два других фактора (а именно, частичное нарушение структуры грунта в основании опытного штампа и различие в скорости возрастания напряжений в массиве грунта под штампом и под фундаментами возводимых сооружений), оценить влияние которых (занижают модуль деформации) в настоящее время практически невозможно.

Для уменьшения влияния возможного нарушения структуры грунта под опытными штампами необходимо совершенствовать методику проведения этих опытов. Совершенствование должно идти по пути сохранения природного напряженного состояния как в поровой воде, так и в скелете грунта. С этой целью при

проведении опытов в скважинах желательнее бурение сопровождать доливом раствора глины или другой тяжелой суспензии. Само собой разумеется, что при проведении опытов поверхность забоя скважины должна быть зачищена и тщательно выровнена подсыпкой песка. Кроме того, должно быть исключено выдавливание грунта между штампом и стенками скважины.

Давно известно, что деформации грунта в одометрах и под опытными штампами зависят от скорости приложения нагрузки. При медленном возрастании нагрузки деформации получаются меньше, чем при быстром загрузении. Для уменьшения влияния этого фактора необходимо по возможности загружать опытные штампы небольшими ступенями нагрузки с длительным их выдерживанием. При этом надо стремиться к той скорости возрастания нагрузки, которая ожидается под реальным проектируемым сооружением. Однако, это стремление в большинстве случаев остается лишь пожеланием, так как испытания обычно проводятся лишь несколько дней, а под реальными сооружениями нагрузки возрастают в течение нескольких месяцев и даже лет.

В какой степени скорость загрузения штампов отражается на величине модуля деформации, необходимо устанавливать хотя бы проведением компрессионных испытаний с быстрым загрузением и с загрузкой грунта со скоростью возрастания нагрузки от строящихся сооружений. Сопоставлением деформативности грунта при быстром и медленном загрузении может быть установлен поправочный коэффициент к значению модуля деформации, получаемому по данным испытаний штампов.

Из сказанного следует, что значения модуля деформации, определяемые по формуле (4), нельзя рассматривать как точные. Рекомендуются при определении величины модуля деформации или коэффициента относительной сжимаемости пользоваться формулами (4а и 5а) и по возможности вносить поправку на скорость загрузения.

§ 5. ВЫБОР НОРМАТИВНЫХ ХАРАКТЕРИСТИК ГРУНТОВ

Нормативные и расчетные характеристики грунтов, входящие в расчеты оснований, должны определяться по данным исследований грунтов с учетом их природного напряженного состояния и возможного его изменения в процессе строительства и эксплуатации.

За нормативную характеристику отдельного слоя грунта принимается среднеарифметическое ее значение, полученное по данным лабораторных и полевых испытаний, количество которых должно быть достаточно для статистического обобщения. Количество образцов однородного слоя грунта, подвергаемых лабораторным испытаниям, принимается в соответствии с действующими указаниями не меньше шести [28]. Испытания

крупного масштаба в полевых условиях проводятся в порядке одиночных опытов с целью уточнения данной характеристики. Для предварительных расчетов, а также для назначения характеристик грунтов, входящих в расчеты оснований зданий и сооружений II—IV классов, нормы разрешают принимать эти величины по табл. 2, 3 и 4 [33].

Таблица 2

Нормативные и расчетные значения параметров линейности (C , T/m^2), углов внутреннего трения (φ , град) и модулей деформации (E , $kГ/см^2$) песков независимо от их происхождения и возраста

Наименование видов грунтов	Характеристика грунтов	При коэффициенте пористости ϵ							
		0,41—0,5		0,51—0,6		0,61—0,7		0,71—0,8	
		нормативные	расчетные	нормативные	расчетные	нормативные	расчетные	нормативные	расчетные
Пески гравелистые и крупные	C	0,2	—	0,1	—	—	—	—	—
	φ	43	41	40	38	38	36	—	—
	E	500	—	400	—	300	—	—	—
Пески средней крупности	C	0,3	—	0,2	—	0,1	—	—	—
	φ	40	38	38	36	35	33	—	—
	E	500	—	400	—	300	—	—	—
Пески мелкие	C	0,6	0,1	0,4	—	0,2	—	—	—
	φ	38	36	36	34	32	30	28	26
	E	480	—	380	—	280	—	180	—
Пески пылеватые	C	0,8	0,2	0,6	0,1	0,4	—	0,2	—
	φ	36	34	34	32	30	28	26	24
	E	390	—	280	—	180	—	110	—

Примечание. Таблицы 2, 3 и 4 утверждены Госстроем СССР и введены в действие с 1 июля 1966 г. как изменение СНиП II-Б.1-62.

Табличные значения характеристик песчаных грунтов соответствуют характеристикам кварцевых песков с зернами различной окатанности, содержащих не более 20% полевого шпата и не более 5% различных примесей (слюда, глауконит и пр.) независимо от влажности.

Характеристики, приведенные в табл. 3 и 4, относятся к грунтам, содержащим растительные остатки по данным прокаливанию не более 5% и при коэффициенте водонасыщенности (степени влажности) $G \geq 0,8$.

Данные табл. 2, 3 и 4 не распространяются на глинистые грунты текучей консистенции (при $V > 1$), или при коэффициентах пористости супесей $\epsilon > 0,9$, на суглинки и глины четвертичных отложений при $\epsilon > 1,1$, а также на пески в рыхлом состоянии.

Нормативные и расчетные значения удельных сцеплений (c , T/M^2) и углов внутреннего трения (φ , град) глинистых грунтов четвертичных отложений (при консистенции $0 \leq B \leq 1,0$)

Влажность грунтов на границе раскатывания в %	Характеристика грунтов	При коэффициенте пористости ϵ											
		0,41—0,5		0,51—0,6		0,61—0,7		0,71—0,8		0,81—0,95		0,96—1,1	
		нормативные	расчетные	нормативные	расчетные	нормативные	расчетные	нормативные	расчетные	нормативные	расчетные	нормативные	расчетные
9,5—12,4	c φ	1,2 25	0,3 23	0,8 24	0,1 22	0,6 23	— 21	—	—	—	—	—	—
12,5—15,4	c φ	4,2 24	1,4 22	2,1 23	0,7 21	1,4 22	0,4 20	0,7 21	0,2 19	—	—	—	—
15,5—18,4	c φ	—	—	5,0 22	1,9 20	2,5 21	1,1 19	1,9 20	0,8 18	1,1 19	0,4 17	0,8 18	0,2 16
18,5—22,4	c φ	—	—	—	—	6,8 20	2,8 18	3,4 19	1,9 17	2,8 18	1,0 16	1,9 17	0,6 15
22,5—26,4	c φ	—	—	—	—	—	—	8,2 18	3,6 16	4,1 17	2,5 15	3,6 16	1,2 14
26,5—30,4	c φ	—	—	—	—	—	—	—	—	9,4 16	4,0 14	4,7 15	2,2 13

Таблица 4

Нормативные значения модулей деформации глинистых грунтов (E , кг/см²)

Происхождение и возраст грунтов	Наименование грунтов и консистенция	При коэффициенте пористости e									
		0,31—0,4	0,41—0,5	0,51—0,6	0,61—0,7	0,71—0,8	0,81—0,9	0,91—1,0	1,01—1,0		
Четвертичные отложения	Аллювиальные	Супеси $0 < B < 1$	—	320	240	160	100	70	—	—	
	Делювиальные озерные	Суглинки	$0,25 < B < 0,5$	—	340	270	220	170	140	110	—
			$0,5 < B < 1$	—	320	250	190	140	110	80	—
			$0 < B < 0,25$	—	—	—	170	120	80	60	50
	Озерно-аллювиальные	Глины	$0,25 < B < 0,5$	—	—	280	240	210	180	150	120
			$0,5 < B < 1$	—	—	—	210	180	150	120	90
	Флювиогляциальные	Супеси	$0 < B < 1$	—	—	—	—	150	120	90	70
			$0 < B < 0,25$	—	330	240	170	110	70	—	—
			$0,25 < B < 0,5$	—	400	330	270	210	—	—	—
	Моренные	Суглинки	$0,25 < B < 0,5$	—	350	280	220	170	140	—	—
$0,5 < B < 1$			—	—	—	170	130	100	70	—	
$B < 0,5$			750	550	450	—	—	—	—	—	
Юрские отложения оксфордского яруса	Глины	$\left\{ \begin{array}{l} -0,25 < B < 0 \dots\dots \\ 0 < B < 0,25 \dots\dots \\ 0,25 < B < 0,5 \dots\dots \end{array} \right.$	При коэффициенте пористости e								
			0,91—1,0	1,01—1,1	1,11—1,3	1,31—1,5	1,51—1,7				
			270	250	220	—	—				
			240	220	190	150	—				
			—	—	160	120	100				

При значениях коэффициента пористости ϵ , коэффициента консистенции B и коэффициента водонасыщенности G меньших, чем их нижние пределы, указанные в таблицах, характеристики c , φ и E в запас надёжности допускается принимать по соответствующим нижним пределам ϵ , B и G . Однако более экономичное решение фундаментов можно получить при определении характеристик c , φ и E по данным испытаний образцов грунта или специальных испытаний в полевых условиях.

Коэффициент консистенции B вычисляется из выражения

$$B = \frac{W - W_p}{W_n},$$

где W — естественная влажность грунта в %;

W_p — предел раскатывания в %;

W_n — число пластичности.

Для отдельных районов и площадок строительства, характерных в геологическом отношении, рекомендуется составить таблицы значений нормативных и расчетных характеристик грунтов, аналогичные табл. 2, 3 и 4. Однако при этом необходимо иметь большое количество результатов испытаний для обработки их методами математической статистики. В настоящее время подобные таблицы, утвержденные Госстроем, опубликованы для районов Урала [36] и Белорусской ССР [37].

§ 6. ПРЕДЕЛЬНЫЕ ДЕФОРМАЦИИ ОСНОВАНИЙ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Различают следующие виды деформаций оснований, величины которых ограничены нормами: абсолютные осадки; средние осадки здания, сооружения или обособленной его части; перекос или крен; относительный прогиб или выгиб (перегиб).

Абсолютные осадки рассматриваются при проектировании отдельных фундаментов под колонны промышленных или аналогичных им зданий. При расчете оснований интересует максимальная величина абсолютной осадки отдельного фундамента, которая определяется исходя из наиболее неблагоприятных грунтовых условий для данной группы фундаментов.

Средние осадки $S_{\text{ср}}$ обособленной части, а также всего здания или сооружения определяются как средневзвешенное значение абсолютных осадок отдельных фундаментов, имеющих взаимосвязанную надземную конструкцию:

$$S_{\text{ср}} = \frac{n_1 S_1 F_1 + n_2 S_2 F_2 + \dots + n_n S_n F_n}{n_1 F_1 + n_2 F_2 + \dots + n_n F_n},$$

где $S_1, S_2 \dots S_n$ — абсолютные осадки разнотипных отдельных фундаментов или лент;

$F_1, F_2 \dots F_n$ — площади подошвы соответствующих фундаментов;

$n_1, n_2 \dots n_n$ — количество фундаментов соответствующих типов.

При одном типе фундаментов под рассчитываемой обособленной частью сооружения величина $S_{\text{ср}}$ определяется по осадкам трех фундаментов (минимум), имеющих в основании различное напластование грунтов или различное влияние загрузки соседних фундаментов, площадей. В случае устройства сплошного фундамента-плиты средняя осадка вычисляется по данным не менее, чем трех буровых колонок.

Определение предельного состояния по абсолютному значению и средней величине осадок допустимо, если основание сложено по всей площади рассчитываемой обособленной части здания относительно горизонтально залегающими слоями однородных грунтов, сжимаемость которых с глубиной не увеличивается, а также в тех случаях, когда отклонение абсолютных осадок от средней величины не превышает 50% последней.

Величины абсолютных и средних осадок ($S_{\text{аб}}$ и $S_{\text{ср}}$), установленные расчетом, не должны превышать предельных значений:

$$S_{\text{ср}} \leq S_{\text{пр. ср}} \quad (6)$$

$$S_{\text{аб}} \leq S_{\text{пр. аб}}$$

здесь $S_{\text{пр. ср}}$ и $S_{\text{пр. аб}}$ — предельные значения соответственно средних и абсолютных осадок, устанавливаемые по табл. 5 [33].

Развитие неравномерности осадки характеризуется перекосом, креном и относительным прогибом или выгибом (рис. 5).

Переко́с (рис. 5, а) определяется по разности осадок двух соседних опор (от наименее выгоднейшей, но возможной комбинации загрузки), отнесенной к расстоянию между осями этих опор, если статическая схема сооружения обеспечивает при неравномерности осадки сохранение вертикального положения этих опор.

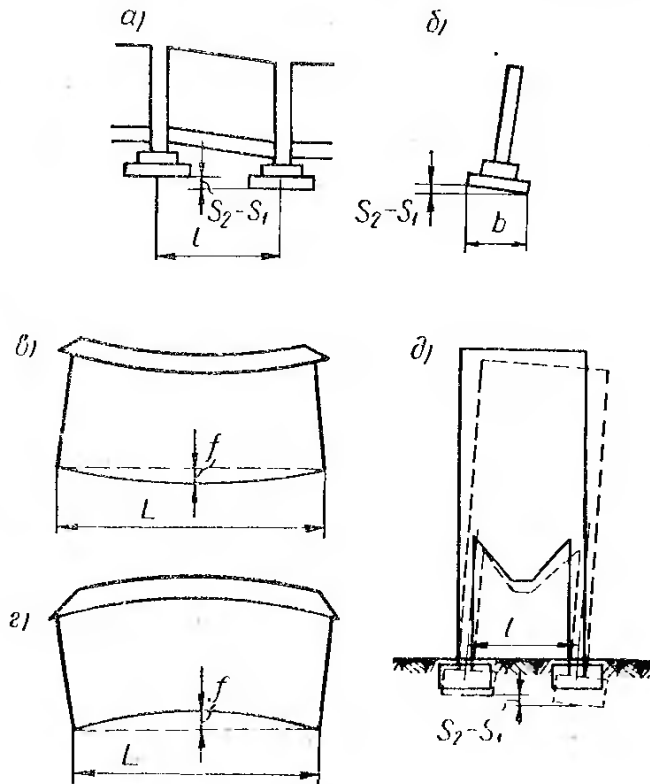


Рис. 5. Виды неравномерных осадок
а — переко́с; б — крен фундамента; в — прогиб;
г — выгиб; д — крен сооружения

Пределные величины осадок оснований фундаментов (СНиП II-Б.1-62 *)

Конструкции зданий и тип фундамента	Пределные величины осадок в см	
	средних $S_{пр.ср}$	абсолютных $S_{пр.аб}$
1. Крупнопанельные и крупноблочные бескаркасные здания	8	—
2. Здания с неармированными крупноблочными и кирпичными стенами на ленточных и отдельно стоящих фундаментах при отношении длины стены L к ее высоте H (считая H от подошвы фундамента): $L : H \geq 2,5$	8	—
$L : H < 1,5$	10	—
3. Здания с крупноблочными и кирпичными стенами, армированными железобетонными или армокирпичными поясами вне зависимости от отношения $L : H$	15	—
4. Здания с каркасом по полной схеме	10	—
5. Сплошные железобетонные фундаменты доменных печей, дымовых труб, силосных корпусов, водонапорных башен и т. п.	30	—
6. Фундаменты одноэтажных промышленных зданий и подобных им по конструкциям зданий другого назначения при шаге колонн в м: 6	—	8
12	—	12

Крен имеет место при неравномерных осадках, когда сооружения или его части получают отклонение от вертикали, а также в случае неравномерных осадок краевых точек отдельных фундаментов (рис. 5, б). Он определяется как разность осадок, отнесенная к соответствующему размеру фундамента или расстоянию между крайними или осевыми точками фундаментов, жестко завязанных конструкцией сооружения (рис. 5, д).

Относительный прогиб характерен для конструкций стен, способных оказывать сопротивление изгибу. Относительный прогиб характеризуется стрелой прогиба или выгиба (рис. 5, в и 5, г), отнесенной к длине части здания или сооружения, получающей изгиб.

Величины неравномерностей осадок ΔS не должны превышать соответствующих предельных значений

$$\Delta S \leq \Delta S_{пр}. \quad (7)$$

Пределные значения неравномерности осадок ограничиваются нормами в зависимости от вида деформации, характера несущих конструкций зданий или сооружений и состава грунта. Их величины указаны в табл. 6.

Большее значение неравномерности предельной деформации основания $\Delta S_{пр}$ (по табл. 6) для глинистых грунтов, находя-

Предельные величины неравномерности осадки основания фундаментов здания или сооружения (СНиП II-Б.1-62)

Наименование нормируемых величин	Предельные деформации оснований $\Delta S_{пр}$ из грунтов	
	песчаных, глинистых при $B < 0$	глинистых при $B > 0$
1. Разность осадок фундаментов колонн зданий:		
для железобетонных и стальных рамных конструкций	0,002 l	0,002 l
для крайних рядов колонн с кирпичным заполнением фахверка	0,0007 l	0,001 l
для конструкций, в которых не возникает дополнительных усилий при неравномерной осадке фундаментов (l — расстояние между осями фундаментов)	0,005 l	0,005 l
2. Относительный прогиб или выгиб (перегиб) несущих стен многоэтажных зданий (в долях от длины изгибаемого участка стены):		
крупнопанельных бескаркасных	0,0005	0,0007
крупноблочных и кирпичных неармированных	0,0007	0,0010
крупноблочных и кирпичных армированных железобетонными или армокирпичными поясами	0,0010	0,0013
3. Относительный прогиб или выгиб (перегиб) стен одноэтажных промышленных зданий и подобных им по конструкциям зданий другого назначения (в долях от длины изгибаемого участка стены) . .	0,001	0,001
4. Крен сплошных или кольцевых фундаментов высоких жестких сооружений (дымовые трубы, водонапорные башни, силосные корпуса и т. п.) при наиболее невыгодном сочетании нагрузок	0,004	0,004
5. Продольный уклон подкрановых путей мостовых кранов	0,004	0,004
6. Поперечный уклон подкрановых путей (перекос моста крана)	0,003	0,003

щихся в пластичном состоянии, объясняется тем, что эти деформации развиваются во времени медленно. В процессе медленного нарастания неравномерности осадки в материалах несущих конструкций зданий и сооружений возникают деформации ползучести, и дополнительные усилия, появляющиеся в конструкциях при неравномерных осадках основания, существенно снижаются.

В тех случаях, когда по эксплуатационным соображениям к несущим конструкциям зданий и сооружений предъявляются повышенные требования к стабильности их положения или они более чувствительны к неравномерным осадкам основания, чем конструкции, указанные в табл. 5 и 6, необходимо предварительно определить предельную величину неравномерности деформации основания $\Delta S_{пр}$.

Величина $\Delta S_{\text{пр}}$ должна устанавливаться исходя из учета влияния осадок, горизонтальных смещений основания, поворотов и деформаций тела фундамента на напряженное состояние конструкций, а также на условия эксплуатации зданий и сооружений и связанных с ними устройств.

В необходимых случаях деформации оснований могут рассматриваться отдельно для периодов строительства и эксплуатации зданий и сооружений. Если скорость нарастания давления на основание не превышает 1 кг/см^2 в месяц, то в соответствии с нормами принимается, что осадки фундаментов на песчаных грунтах и глинистых (непросадочных) грунтах твердой консистенции при $B < 0$ заканчиваются за период строительства. Однако иногда для глинистых грунтов при $B < 0$ приходится учитывать деформации ползучести, а осадки фундаментов на таких грунтах с показателем консистенции $B \geq 0$ считают развивающимися за период строительства в пределах 50% их полной величины; остальная часть осадки развивается в период эксплуатации здания или сооружения.

Таким образом, нормы ограничивают предельные значения деформаций оснований, а следовательно, и перемещений надфундаментных конструкций, происходящих в результате осадок грунтов. Эти предельные значения в известной степени гарантируют от появления недопустимых для нормальной эксплуатации зданий и сооружений трещин и повреждений конструкций, а также изменений проектных уровней и положений.

Однако правильнее определять деформации основания с учетом совместной работы грунтов основания и несущих конструкций сооружения (фундаментов, стен, перекрытий, каркаса и т. п.). Такой расчет достаточно сложен вследствие трудности определения жесткости сооружения, а также деформативности грунтов в различных точках оснований; с некоторым приближением он приводится в «Указаниях по проектированию конструкций крупнопанельных жилых домов» (СН 321—65).

Расчет сводится к определению изгибной и сдвиговой жесткости сооружения, а также жесткостной характеристики основания и вероятной изменчивости ее по длине здания. Зная эти величины, рассчитывают осадки, реактивное сопротивление грунта и усилия, возникающие в несущих конструкциях здания. Если деформативность грунта под различными точками сооружения оценена правильно, то такой расчет позволяет прийти к наиболее рациональному решению.

Поскольку нормы ограничивают предельные значения деформаций, при расчете следует учесть все основные факторы, вызывающие их. Кроме загрузки основания давлением, передаваемым данным фундаментом, *необходимо учитывать влияние загрузки соседних фундаментов и поверхности грунта в непосредственной близости от них* (насыпями, навалом руды, шлака, различных материалов и т. п.). В ряде случаев необходимо учи-

тывать также дополнительные деформации оснований, связанные с загрузкой поверхности грунта планировочной насыпью (при подсыпке территории), если здание или сооружение возводится до загасания деформаций грунтов основания под действием веса насыпи.

Иногда при относительно сильно сжимаемых грунтах учитывают деформации, вызываемые увеличением объемного веса грунта за счет снятия взвешивающего действия воды при планируемом понижении уровня грунтовых вод. В равной степени целесообразно учесть уменьшение осадки за счет разгрузки основания при устройстве подвальных помещений и больших приямков.

При возведении отдельного здания или сооружения, фундаменты которого загружаются неодновременно, важно оценить вероятную неравномерность деформаций оснований соседних фундаментов, неодновременно загружаемых во время строительства.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ НОРМАТИВНОГО ДАВЛЕНИЯ НА ГРУНТ ОСНОВАНИЯ И РАЗМЕРОВ ПОДОШВЫ ФУНДАМЕНТА

§ 1. ЦЕНТРАЛЬНО НАГРУЖЕННЫЙ ОТДЕЛЬНЫЙ ФУНДАМЕНТ

В большинстве случаев расчет оснований по деформации сводится к проверке осадок и их неравномерностей, поэтому важно при проектировании установить величины осадок с учетом совместной работы грунтов основания и конструкций сооружения, включая фундаменты. В таком случае представится возможным определить дополнительные усилия, возникающие в несущих конструкциях сооружения из-за неравномерной деформации основания.

Вследствие трудностей оценки жесткости всего сооружения обычно совместную работу основания и несущих конструкций учитывают преимущественно при расчете гибких фундаментов, работающих на изгиб. Такой расчет производится с использованием теории расчета балок и плит на упругом основании. При проектировании же отдельных и ленточных фундаментов под стены зданий чаще всего ограничиваются определением деформации основания без учета жесткости надфундаментных конструкций.

Как правило, при расчете деформаций допускается принимать распределение напряжений в толще неоднородных (слоистых) оснований по теории однородного изотропного, линейно деформируемого тела. Известно, однако, что грунты оснований обладают приблизительно линейной зависимостью между деформациями и напряжениями только до возникновения пластических деформаций (деформаций сдвигов) под фундаментами. Поэтому *среднее давление* по подошве фундамента от нормативных нагрузок прежде всего *ограничивается условной величиной нормативного давления R^n , определяемого исходя из развития зон пластических деформаций* при равномерно распределенной нагрузке на глубину четверти ширины подошвы фундамента.

До выполнения расчета деформаций основания при центрально загруженных фундаментах следует убедиться, что соблюдается условие

$$p^n \leq R^n, \quad (8)$$

где p^H — среднее давление по подошве фундамента, определяемое из выражения

$$p^H = \frac{N_0^H + N_{\Phi}^H + N_{гр}^H}{lb}; \quad (9)$$

N_0^H — сумма вертикальных нормативных нагрузок, действующих на обрез фундамента при основном сочетании нагрузок, в T ;

N_{Φ}^H и $N_{гр}^H$ — нормативные нагрузки соответственно от веса фундамента и от веса грунта, расположенного над уступами фундамента, в T ;

l и b — соответственно длина и ширина подошвы фундамента в m .

При ленточных фундаментах под стены нагрузки подсчитываются в пределах длины участка стены l , которая часто принимается равной $1 m$.

В выражении (9) временная нагрузка, распределенная по поверхности земли, не учитывается, поскольку значение R^H определяется также без учета этой нагрузки. Однако при определении осадок фундаментов длительно действующие временные нагрузки, приложенные к поверхности грунта (пола), должны учитываться как загрузка соседних площадей.

Величина R^H может быть определена из выражения [28]:

$$R^H = m \left[\frac{\pi \gamma_0 \left(0,25b + h + \frac{c^H}{\gamma_0 \operatorname{tg} \varphi^H} \right)}{\operatorname{ctg} \varphi^H + \varphi^H - \frac{\pi}{2}} + \gamma_0 h \right], \quad (10)$$

где γ_0 — средневзвешенный объемный вес грунта, залегающего выше отметки заложения фундамента, в T/m^3 ;

c^H — нормативное удельное сцепление (параметр графика изменения сопротивления грунта сдвигу от нормального давления) грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента (определяется на момент времени приложения полной нормативной нагрузки), в T/m^2 ;

φ^H — угол внутреннего трения того же грунта (второй параметр указанного выше графика) к моменту времени приложения полной нормативной нагрузки в рад.;

h — глубина заложения фундамента в m ;

m — коэффициент условий работы (см. ниже).

Значение средневзвешенного объемного веса грунта γ_0 , как правило, принимается без учета взвешивающего действия воды, так как положение уровня грунтовых вод непостоянно и во многих случаях есть основание полагать, что этот уровень в какой-то период времени располагался ниже отметки подошвы фундамента. При низком стоянии грунтовых вод грунт должен

был уплотниться под действием полного собственного веса без уменьшения на величину взвешивающего действия воды. Незначительное набухание грунта при снижении напряжений в его скелете во время поднятия уровня грунтовых вод обычно не существенно сказывается на уменьшении сопротивления грунта сдвигу.

В тех случаях, когда по условиям образования и истории залегания грунтов уровень грунтовых вод не понижался на указанную выше глубину, при определении объемного веса грунта приходится учитывать взвешивающее действие воды. Примером таких грунтов могут являться илы или современные аллювиальные отложения, залегающие ниже уровня воды в соседнем водоеме. При этом учет взвешивающего действия воды на объемный вес скелета грунта производится только ниже наинизшего стояния уровня грунтовых вод (см. ниже).

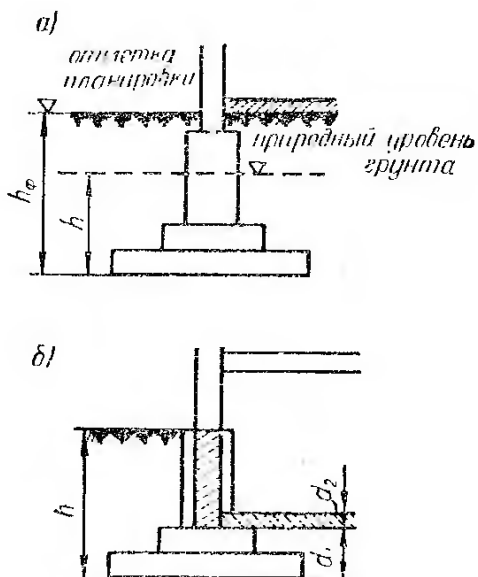


Рис. 6. Определение глубины заложения фундамента для расчета R^H

a — при планировке подсыпкой;
б — при наличии подвалов

залегают быстро деформирующиеся грунты (пески, гравий, галька, неводонасыщенные твердые глинистые грунты) и планировочные работы по подсыпке территории производятся до возведения надземной части сооружения, кроме того, грунтовые воды залегают существенно ниже подошвы фундамента, целесообразно принимать величину h равной расстоянию от планировочной отметки до подошвы фундамента.

При назначении по данным инженерно-геологических изысканий величин φ^H и c^H для водонасыщенных монолитных (неслоистых) глин и суглинков, особенно при больших размерах подошвы фундаментов, следует учитывать постепенное развитие деформаций уплотнения грунтов основания и скорость загрузки фундаментов, т. е. нестабилизированное состояние основания. Это может быть выполнено в соответствии с указаниями СНиП II-Б.3-62 [32].

Для практических расчетов формулу (10) представляют в виде

$$R^H = m[(Ab + Bh)\gamma_0 + Dc^H], \quad (11)$$

где

$$\left. \begin{aligned} A &= \frac{0,25\pi}{\operatorname{ctg} \varphi^H + \varphi^H - \frac{\pi}{2}} ; \\ B &= 1 + \frac{\pi}{\operatorname{ctg} \varphi^H + \varphi^H - \frac{\pi}{2}} ; \\ D &= \frac{\pi}{\left(\operatorname{ctg} \varphi^H + \varphi^H - \frac{\pi}{2} \right) \operatorname{tg} \varphi^H} . \end{aligned} \right\} \quad (12)$$

Значения коэффициентов A , B и D приводятся в табл. 7.

Таблица 7

Значения коэффициентов A , B и D в зависимости от нормативного угла внутреннего трения φ^H для формулы (11)

φ^H	A	B	D	φ^H	A	B	D
6	0,10	1,39	3,71	26	0,84	4,37	6,90
7	0,12	1,47	3,82	27	0,91	4,64	7,14
8	0,14	1,55	3,93	28	0,98	4,93	7,40
9	0,16	1,64	4,05	29	1,06	5,25	7,67
10	0,18	1,73	4,17	30	1,15	5,59	7,95
11	0,21	1,83	4,29	31	1,24	5,95	8,24
12	0,23	1,94	4,42	32	1,34	6,35	8,55
13	0,26	2,05	4,55	33	1,44	6,76	8,87
14	0,29	2,17	4,69	34	1,55	7,21	9,21
15	0,32	2,30	4,84	35	1,68	7,71	9,59
16	0,36	2,43	4,99	36	1,81	8,25	9,98
17	0,39	2,57	5,15	37	1,95	8,81	10,38
18	0,43	2,72	5,31	38	2,11	9,44	10,80
19	0,47	2,89	5,48	39	2,28	10,11	11,25
20	0,51	3,06	5,66	40	2,46	10,84	11,73
21	0,56	3,24	5,84	41	2,65	11,64	12,24
22	0,61	3,44	6,04	42	2,87	12,50	12,77
23	0,66	3,65	6,24	43	3,12	13,48	13,38
24	0,72	3,87	6,45	44	3,37	14,48	13,96
25	0,78	4,11	6,67	45	3,66	15,64	14,64

При наличии подвалов с заглублением ниже поверхности земли более чем на 2 м СНиП [33] рекомендует определять условную глубину заложения фундамента из выражения

$$h = \frac{2h_H + h_{\Pi}}{3}, \quad (13)$$

где $h_{\text{н}}$ — глубина заложения фундамента снаружи здания в m ;

$h_{\text{п}}$ — приведенная глубина заложения фундамента в помещении с подвалом:

$$h_{\text{п}} = d_1 + d_2 \frac{\gamma_{\text{оп}}}{\gamma_0}; \quad (14)$$

d_1 — толщина слоя грунта выше подошвы фундамента со стороны подвала (рис. 6, б) в m ;

d_2 — толщина конструкции пола подвала в m ;

$\gamma_{\text{оп}}$ — объемный вес материала конструкции пола подвала в t/m^3 .

Если объемный вес материала конструкции пола подвала приблизительно равен объемному весу грунта или $d_2 = 10 \div 15 \text{ см}$, то

$$h_{\text{п}} = d_1 + d_2.$$

В случаях, когда глубина заложения подвальных помещений меньше 2 m , СНиП рекомендуется принимать

$$h = h_{\text{п}}. \quad (15)$$

Рекомендации по определению значения h по формулам (13) и (15), а также решение вопроса о том, когда следует учитывать взвешивающее действие воды, основываются на следующих соображениях.

Если грунт подвергнуть действию равномерно распределенной сплошной нагрузки, то в массиве грунта возникнут как вертикальные напряжения p_z , так и горизонтальные p_x и p_y . С увеличением вертикального давления горизонтальные напряжения будут пропорционально увеличиваться, постоянно сохраняя между собой определенное соотношение, равное коэффициенту бокового давления:

$$\xi = \frac{p_x}{p_z} = \frac{p_y}{p_z}.$$

При уменьшении внешней нагрузки вследствие откопки котлована для устройства подвалов или при повышении уровня грунтовых вод и уменьшения в связи с этим напряжений в скелете грунта от собственного веса будет уменьшаться вертикальное напряжение p_z [10]. Однако при этом горизонтальные напряжения p_x и p_y будут оставаться без изменения до установления соотношения

$$\frac{p_z}{p_x} = \frac{p_z}{p_y} = \xi.$$

В таком случае

$$\frac{p_x}{p_z} = \frac{p_y}{p_z} = \frac{1}{\xi}.$$

Следовательно, горизонтальные напряжения могут быть существенно больше величины ξp_z . Однако формулы (10) и (11) выведены исходя именно из этой величины, поэтому при уменьшении вертикального давления вследствие повышения грунтовых вод или откопки котлована для устройства подвалов горизонтальное давление, а с ним и R^H будут оставаться без изменений. Это обстоятельство позволяет не учитывать взвешивающее действие воды, если только уровень грунтовых вод длительное время (достаточное для уплотнения грунтов) находился ниже подошвы фундамента.

При откопке котлованов правильнее было бы принимать

$$h = \frac{1}{\xi} h_H,$$

но не более h_H .

На выборе ширины подошвы фундамента b при подсчете R^H по формулам (10) и (11) следует остановиться особо. Когда между фундаментами по направлению размера b оказывается небольшое расстояние, то развитие зон пластических деформаций затрудняется напряженным состоянием, создаваемым соседними фундаментами. По этой причине допустимое развитие зоны пластических деформаций на глубину $\frac{1}{4} b$ фактически достигается при давлении больше величины R^H , устанавливаемой по формулам (10) и (11). Это обстоятельство можно учесть построением зон пластических деформаций с учетом напряженного состояния от загрузки основания соседними фундаментами. Однако при этом надо учитывать возможность развития зон пластических деформаций по другим сторонам фундамента.

При определении нормативного давления по формуле (11) в случае расположения подошвы фундаментов ниже уровня грунтовых вод СНиП [33] рекомендует коэффициент условий работы m принимать равным 0,8 при мелких песках и 0,6 — при пылеватых. В остальных случаях m считают равным 1.

Если заглубление фундамента производится с прорезкой слоя насыпи, отсыпанной более чем за пять лет до возведения здания, в расчетах по формулам (10) — (14) глубину заложения фундаментов вычисляют, принимая поверхность этой насыпи за природный уровень грунта.

Так как в формулы (10) и (11) входит ширина фундамента, то для нахождения величины нормативного давления придется задаваться этой шириной и задачу решать методом последовательного приближения. При этом отыскивают минимальное значение ширины подошвы фундамента, при котором среднее давление на основание от нормативных нагрузок будет равно нормативному давлению, то есть условие (8) примет вид:

$$p^H = R^H. \quad (16)$$

Поскольку при неизвестных размерах фундамента нельзя определить вес фундамента и грунта на его уступах, можно ограничиться нахождением приближенного значения p^H по формуле

$$p^H = \frac{N_0^H}{K_{\Pi} b^2} + \gamma_{\text{ср}} h_{\Phi}. \quad (17)$$

В данном случае принято

$$K_{\Pi} = \frac{l}{b}, \quad (18)$$

где l и b — соответственно больший и меньший размеры прямоугольной подошвы фундамента;

K_{Π} — соотношение сторон.

Произведение $\gamma_{\text{ср}} h_{\Phi}$ соответствует весу фундамента и грунта на его уступах, деленному на площадь подошвы фундамента, поэтому $\gamma_{\text{ср}}$ принимают с учетом объемного веса материала фундамента и грунта, а также соотношений объемов фундамента и засыпки грунта. Величина h_{Φ} устанавливается от планировочной отметки, на которой определяется значение внешней нормативной нагрузки N_0^H , до отметки подошвы фундамента (см. рис. 6, а).

Теперь, руководствуясь (16), приравняем выражения (11) и (17), в результате чего получим уравнение

$$m(Ab + Bh)\gamma_0 + mDc^H = \frac{N_0^H}{K_{\Pi} b^2} + \gamma_{\text{ср}} h_{\Phi}. \quad (19)$$

Простейшими преобразованиями это уравнение можно привести к виду:

$$b^3 + \left(\Phi h + L \frac{c^H}{\gamma_0} - \frac{\gamma_{\text{ср}} h_{\Phi} \Gamma}{m \gamma_0} \right) b^2 - \frac{N_0^H \Gamma}{m K_{\Pi} \gamma_0} = 0, \quad (20)$$

где

$$\left. \begin{aligned} \Phi &= \frac{\text{ctg } \varphi^H + \varphi^H}{0,25\pi} + 2; \\ L &= 4 \text{ctg } \varphi^H; \\ \Gamma &= \frac{\text{ctg } \varphi^H + \varphi^H}{0,25\pi} - 2. \end{aligned} \right\} \quad (21)$$

Величины Φ , L и Γ приведены в табл. 8. Уравнение (20) представим в виде

$$b^3 + \mathcal{Ж} b^2 - \Pi = 0, \quad (22)$$

где

$$\mathcal{Ж} = \Phi h + L \frac{c^H}{\gamma_0} - \frac{\gamma_{\text{ср}} h_{\Phi} \Gamma}{m \gamma_0}; \quad (23)$$

$$\Pi = \frac{N_0^H \Gamma}{m K_{\Pi} \gamma_0}. \quad (24)$$

Коэффициенты Φ , L и Γ

φ^H , град	Φ	L	Γ	φ^H , град	Φ	L	Γ
1	74,96	229,2	70,96	26	5,19	8,20	1,188
2	38,50	114,6	34,50	27	5,10	7,85	1,099
3	26,36	76,3	22,36	28	5,02	7,52	1,017
4	20,30	57,2	16,30	29	4,94	7,21	0,941
5	16,66	45,7	12,66	30	4,87	6,93	0,872
6	14,25	38,1	10,25	31	4,81	6,66	0,808
7	12,52	32,6	8,52	32	4,75	6,40	0,749
8	11,24	28,5	7,24	33	4,69	6,16	0,694
9	10,24	25,3	6,24	34	4,64	5,93	0,643
10	9,44	22,7	5,44	35	4,60	5,71	0,596
11	8,80	20,6	4,80	36	4,55	5,51	0,552
12	8,26	18,82	4,26	37	4,52	5,31	0,512
13	7,80	17,32	3,80	38	4,47	5,12	0,474
14	7,42	16,04	3,42	39	4,44	4,94	0,439
15	7,08	14,93	3,08	40	4,41	4,77	0,406
16	6,80	13,95	2,80	41	4,38	4,60	0,376
17	6,54	13,08	2,54	42	4,35	4,44	0,347
18	6,32	12,31	2,32	43	4,32	4,29	0,321
19	6,12	11,62	2,12	44	4,30	4,14	0,296
20	5,94	10,99	1,942	45	4,27	4,00	0,273
21	5,78	10,42	1,783				
22	5,64	9,90	1,640				
23	5,51	9,42	1,511				
24	5,39	8,98	1,393				
25	5,29	8,58	1,287				

Кубическое уравнение (22) может быть решено методом последовательного приближения. Но учитывая, что в проектной практике его приходится решать очень часто, целесообразно решение изобразить в виде графика или номограммы, представленной на рис. 7 [30].

Последовательно установив величины Π и \mathcal{J} , по номограмме легко найти значение ширины подошвы фундамента исходя из развития зоны пластических деформаций на глубину четверти ее величины. Таким образом, при этой ширине автоматически должно удовлетворяться условие (8). Однако с целью проверки рекомендуется определить R^H по формуле (11) и r^H — по формуле (9) или (17).

При определении r^H необходимо найти вес фундамента N_{Φ}^H и вес обратной засыпки грунта $N_{гр}^H$ в соответствии с фактически принятыми размерами всех уступов. Величину R^H можно установить по формуле (11), задаваясь размерами подошвы фундамента с учетом модульной системы. Зная R^H и r^H , производят проверку условия (8). Если оно удовлетворено, то считают, что расчет осадок фундамента можно выполнять, принимая грунт за линейно деформируемое тело.

Обычно (при отсутствии случайных ошибок) значения p^H лишь незначительно меньше R^H , поскольку при конструировании фундамента чаще всего размеры подошвы округляют в сторону увеличения.

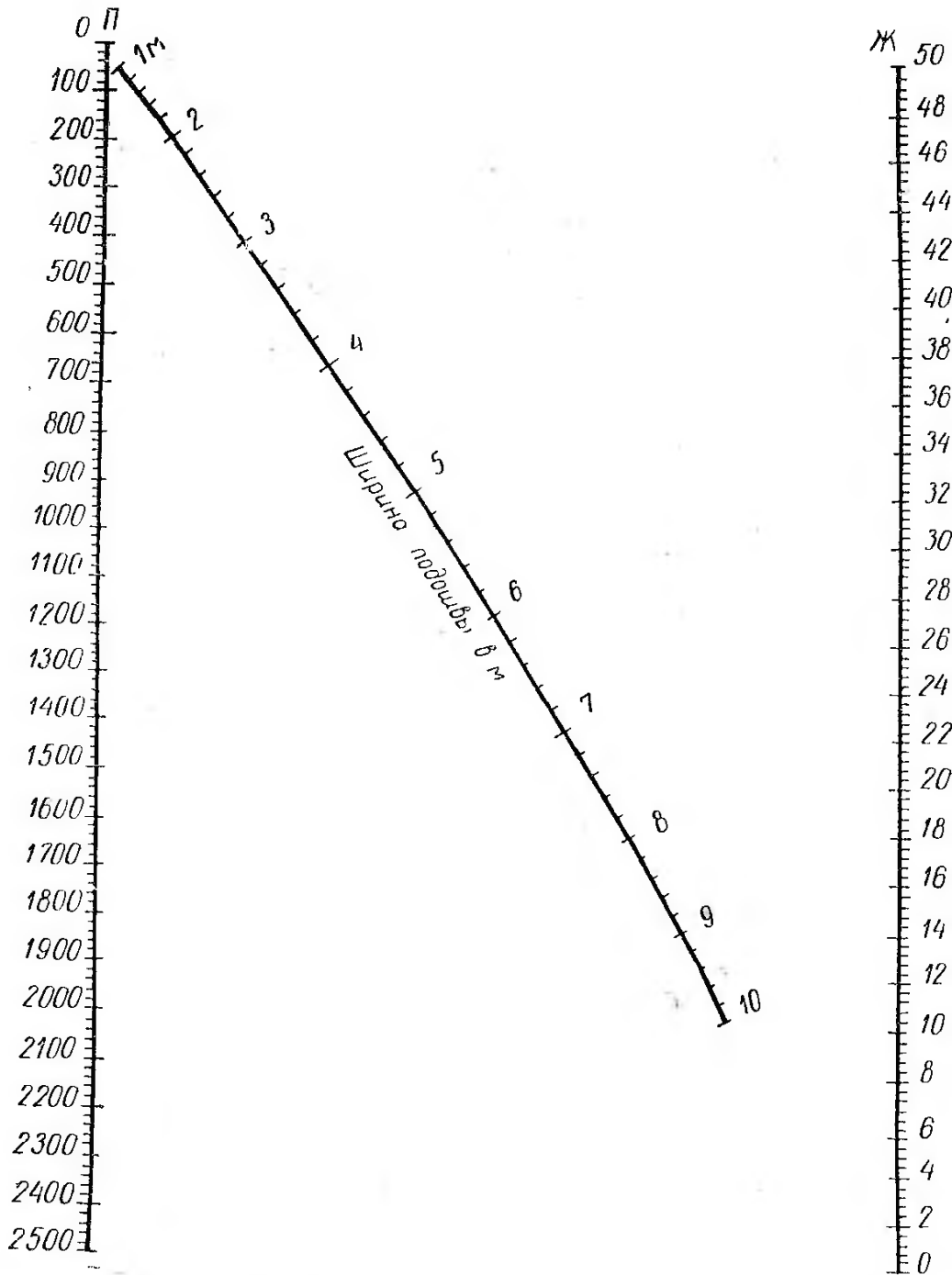


Рис. 7. Номограмма для определения ширины подошвы фундамента b

Пример 1. Определить размеры подошвы квадратного фундамента и величину нормативного давления на грунт основания при следующих данных: глубина заложения фундамента (см. рис. 6) $h=h_{\phi}=2,0$ м; объемный вес грунта $\gamma_0=2,0$ т/м³; нормативная нагрузка в плоскости обреза фундамента $N_0^H=1000$ Т; грунт — песок средней крупности с коэффициентом пористости $e=0,45$.

1) По табл. 2 найдем значение угла внутреннего трения $\varphi^H = 40^\circ$ и удельного сцепления $c^H = 0,3 \text{ Т/м}^2$.

2) По табл. 8 определим: $\Phi = 4,41$, $L = 4,77$, $\Gamma = 0,41$.

3) По формулам (23) и (24) вычислим:

$$Ж = 4,41 \cdot 2,0 + 4,77 \frac{0,3}{2,0} - \frac{2,2 \cdot 2,0 \cdot 0,41}{1 \cdot 2,0} = 8,63 \text{ м};$$

$$П = \frac{1000 \cdot 0,41}{1 \cdot 1 \cdot 2,0} = 205 \text{ м}^3.$$

4) По номограмме (рис. 7) найдем $b = 4,05 \text{ м}$, примем $b = 4,10 \text{ м}$.

5) По формуле (11) определим значение R^H , руководствуясь табл. 7:

$$R^H = 1 [(2,46 \cdot 4,10 + 10,84 \cdot 2,0) \cdot 2,0 + 11,73 \cdot 0,3] = 67,0 \text{ Т/м}^2 = 6,7 \text{ кг/см}^2.$$

6) По формуле (17) вычислим приближенное значение p^H :

$$p^H = \frac{1000}{1 \cdot 4,10 \cdot 4,10} + 2,2 \cdot 2,0 = 63,8 \text{ Т/м}^2 = 6,4 \text{ кг/см}^2.$$

7) Условие (8) удовлетворено, так как $6,4 < 6,7 \text{ кг/см}^2$, значит, зоны пластических деформаций развиваются на глубину менее $0,25b$.

Пример 2. Определить размеры подошвы и нормативное давление на грунт основания того же фундамента (см. пример 1) при наличии в основании водонасыщенного пылеватого песка и уровне грунтовых вод выше отметки подошвы фундамента, если коэффициент пористости песка $\epsilon = 0,45$.

1) По табл. 2 найдем значение угла внутреннего трения $\varphi^H = 36^\circ$ и удельного сцепления $c = 0,8 \text{ Т/м}^2$.

2) По табл. 8 определим: $\Phi = 4,55$, $L = 5,51$, $\Gamma = 0,552$.

3) По формулам (23) и (24) вычислим:

$$Ж = 4,55 \cdot 2,0 + 5,51 \cdot \frac{0,8}{2,0} - \frac{2,2 \cdot 2,0 \cdot 0,552}{0,6 \cdot 2,0} = 9,28 \text{ м};$$

$$П = \frac{1000 \cdot 0,552}{0,6 \cdot 1 \cdot 2,0} = 460 \text{ м}^3.$$

4) По номограмме (рис. 7) найдем $b = 5,58 \text{ м}$, примем $b = 5,6 \text{ м}$.

5) По формуле (11) определим значение R^H , руководствуясь табл. 7:

$$R^H = 0,6 \cdot [(1,81 \cdot 5,6 + 8,25 \cdot 2,0)] \cdot 2,0 + 9,98 \cdot 0,8] = 36,7 \text{ Т/м}^2 = 3,7 \text{ кг/см}^2.$$

6) По формуле (17) вычислим приближенное значение p^H :

$$p^H = \frac{1000}{1 \cdot 5,60 \cdot 5,60} + 2,2 \cdot 2,0 = 36,3 \text{ Т/м}^2 = 3,6 \text{ кг/см}^2.$$

7) Условие (8) удовлетворено, так как $3,6 < 3,7 \text{ кг/см}^2$, значит, принятое решение ($b = 5,6 \text{ м}$) без излишнего запаса соответствует требованиям норм.

§ 2. ЦЕНТРАЛЬНО НАГРУЖЕННЫЙ ЛЕНТОЧНЫЙ ФУНДАМЕНТ

При расчете ленточных фундаментов под стены или колонны нагрузку по обрезу фундамента относят на единицу его длины (1 м), тогда

$$N_{0п}^H = \frac{N_0^H}{l}. \quad (25)$$

Подставив это значение $N_{0п}$ в выражение (19), получим уравнение

$$b^2 + \left(\Phi h + L \frac{c^H}{\gamma_0} - \frac{\gamma_{ср} h_{\Phi} \Gamma}{m \gamma_0} \right) b - \frac{N_{0п}^H \Gamma}{m \gamma_0} = 0. \quad (26)$$

Обозначим

$$0,5 \left(\Phi h + L \frac{c^H}{\gamma_0} - \frac{\gamma_{ср} h_{\Phi} \Gamma}{m \gamma_0} \right) = \mathcal{K}_L, \quad (27)$$

тогда уравнение (26) примет вид:

$$b^2 + 2\mathcal{K}_L b - \frac{N_{0п}^H \Gamma}{m \gamma_0} = 0. \quad (28)$$

Из уравнения (28)

$$b = -\mathcal{K}_L + \sqrt{\mathcal{K}_L^2 + \frac{N_{0п}^H \Gamma}{m \gamma_0}}. \quad (29)$$

Зная ширину подошвы ленточного фундамента b , из выражения (11) легко определяют величину нормативного давления на грунт основания R^H . После этого определяют p^H по формуле (9) или (17) и проверяют условие (8), как изложено выше, для отдельного фундамента.

Пример 3. Определить размеры подошвы ленточного фундамента и величину нормативного давления на грунт основания при следующих данных: глубина заложения фундамента (см. рис. 6) $h = h_{\Phi} = 2,0$ м; объемный вес грунта $\gamma_0 = 1,8$ т/м³; нормативная нагрузка в плоскости обреза фундамента на метр его длины $N_{0п}^H = 30$ Т/м; грунт — глина пластическая с пределом пластичности $W_p = 20\%$ и коэффициентом пористости $e = 0,85$.

1) По табл. 3 найдем значения нормативного угла внутреннего трения $\varphi^H = 18^\circ$ и удельного сцепления $c^H = 2,8$ Т/м².

2) По табл. 8 определим $\Phi = 6,32$, $L = 12,31$, $\Gamma = 2,32$.

3) По формуле (27) вычислим

$$\mathcal{K}_L = 0,5 \left(6,32 \cdot 2,0 + 12,31 \cdot \frac{2,8}{1,8} - \frac{2,0 \cdot 2,0 \cdot 2,32}{1 \cdot 1,8} \right) = 13,3 \text{ м.}$$

4) По формуле (29) определим ширину фундамента

$$b = -13,3 + \sqrt{13,3^2 + \frac{30 \cdot 2,32}{1 \cdot 1,8}} = 1,4 \text{ м.}$$

5) Затем по формуле (11) вычислим нормативное давление на грунт:

$$R^H = 1 [(0,43 \cdot 1,4 + 2,72 \cdot 2) \cdot 1,8 + 5,31 \cdot 2,8] = 25,7 \text{ Т/м}^2 = 2,6 \text{ кг/см}^2.$$

6) Давление по подошве фундаментов приблизительно будет

$$p^H = \frac{30}{1,4} + 2,0 \cdot 2,0 = 25,4 \text{ Т/м}^2 = 2,54 \text{ кг/см}^2.$$

Полученные значения p^H и R^H удовлетворяют условию (8), так как $2,54 < 2,6$ кг/см².

§ 3. ВНЕЦЕНТРЕННО НАГРУЖЕННЫЙ ОТДЕЛЬНЫЙ ИЛИ ЛЕНТОЧНЫЙ ФУНДАМЕНТ

При действии на основание внецентренно приложенной нагрузки (силы и момента) давление по подошве фундамента распределяется, как правило, по трапеции. Распределение давления по треугольной эпюре, а также отрыв подошвы нежелательны. Если происходит отрыв части подошвы фундамента от основания при периодическом действии временных нагрузок, то в случае водонасыщенных пылеватых и глинистых грунтов может наблюдаться разжижение их непосредственно под фундаментом.

При распределении давления по подошве фундамента по трапецевидной или треугольной эпюре наибольшая интенсивность давления $p_{\text{макс}}^H$ у края подошвы от основного сочетания нагрузок не должна превышать $1,2R^H$, т. е., кроме условия (8), должно удовлетворяться условие

$$p_{\text{макс}}^H \leq 1,2R^H; \quad (30)$$

здесь R^H — нормативное давление на грунт основания, вычисленное по формуле (11).

Для прямоугольной подошвы фундамента величина $p_{\text{макс}}^H$ определяется из выражения

$$p_{\text{макс}}^H = \frac{N^H}{bl} \left(1 + \frac{6e_b}{b} + \frac{6e_l}{l} \right), \quad (31)$$

где N^H — суммарная нормативная нагрузка, действующая по подошве фундамента, в T ;

b и l — соответственно меньший и больший размеры подошвы фундамента в m ;

e_b и e_l — соответствующие эксцентриситеты от нормативной суммарной нагрузки N^H (рис. 8) в m .

Эксцентриситеты определяются относительно осей, проходящих через центр тяжести площади подошвы фундамента. В большинстве случаев имеется эксцентриситет относительно одной оси, идущей поперек прямоугольной формы подошвы фундамента. Тогда выражение (31) упрощается:

$$p_{\text{макс}}^H = \frac{N^H}{bl} \left(1 + \frac{6e}{l} \right), \quad (32)$$

где l — размер фундамента в плоскости действия момента. Величина N^H принимается по наиболее невыгодной комбинации загрузки основным сочетанием нагрузок.

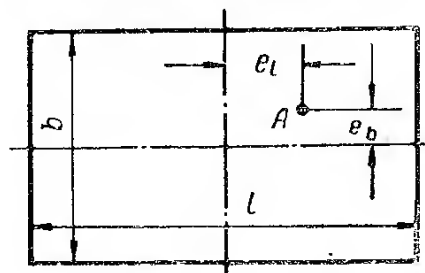


Рис. 8. План подошвы фундамента

A — точка приложения равнодействующей силы

При предварительных расчетах собственный вес фундамента и грунта на его уступах неизвестен, поэтому расчет ведут на нормативную нагрузку N_0^H , действующую в плоскости поверхности земли.

Зная N_0^H , по методике, изложенной выше, определяют размеры подошвы b и l и значение нормативного давления на грунт основания таким способом, как для фундамента центрально нагруженного, затем проверяют условие (8). Найденные величины b и l дают возможность вычислить величину M^H и эксцентриситеты (с учетом ориентировочного веса фундамента) по формулам:

$$N^H = N_0^H + \gamma_{cp} h_{\phi} l b \quad (33)$$

и

$$e = \frac{M^H}{N^H}, \quad (34)$$

где γ_{cp} — средний объемный вес материала фундамента и грунта обратной засыпки с учетом их объемов в T/M^3 ;

h_{ϕ} — глубина заложения фундамента от отметки планировки до подошвы в m (рис. 6);

M^H — суммарный момент относительно центра тяжести подошвы фундамента в данном направлении в Tm .

Подставив полученные величины в выражение (32) или (31), находят p_{\max} и проверяют условие (30). Если это условие удовлетворено, то можно приступать к конструированию фундамента. В противном случае надо либо путем смещения центра тяжести подошвы добиться удовлетворения условия $p_{\max}^H \leq 1,2 R^H$ (если исключено загрузке фундамента моментом обратного направления), либо достигнуть этого же, изменяя размеры подошвы. При больших значениях эксцентриситетов изменяют соотношение сторон подошвы фундаментов и даже делают фундаменты со сложной конфигурацией подошвы (тавровой, двутавровой и т. п.).

Иногда при большом эксцентриситете для уменьшения количества попыток при подборе размеров подошвы целесообразно повторить расчет фундамента как центрально нагруженного на действие фиктивной нагрузки, определяемой из выражения [30]:

$$N_{02}^H = N_{01}^H \left(\frac{p_{\max}^H - 1,2R_1^H}{1,2R_1^H} k_e + 1 \right). \quad (35)$$

Здесь нижний индекс «1» показывает, что в формулу входят величины, полученные при пробном первом расчете; k_e — коэффициент, принимаемый в пределах 0,8–0,9.

По значению N_{02}^H снова определяют b , l и R^H (как для центрально нагруженного фундамента), затем производят ори-

ентировочную проверку по формулам (30)—(34). Как правило, после повторного расчета достаточно уточнить размеры подошвы фундамента в пределах 10—20 см.

После того как ориентировочным расчетом установлено, что условие (30) удовлетворено при различных комбинациях загрузки фундамента, приступают к его конструированию и повторной проверке с подсчетом фактического веса фундамента и грунта обратной засыпки.

При наличии определенного навыка предложенная выше методика определения размеров подошвы центрально и внецентренно нагруженных фундаментов может быть опущена. При достаточном опыте в области расчета фундаментов можно сразу задаваться размерами подошвы (или во всяком случае шириной) и расчетом только убеждаться, что условия (8) и (30) удовлетворены.

Пример 4. Пусть фундамент, рассчитанный в примере 1, дополнительно загружен моментом, действующим на основание $M^H = 800 \text{ Тм}$.

1) По формуле (33) найдем приближенное значение силы, действующей по подошве фундамента:

$$N^H = 1000 \cdot 1,2 \cdot 2,0 \cdot 4,10 \cdot 4,10 = 1074 \text{ Т.}$$

2) Тогда значение эксцентриситета будет

$$e = \frac{800}{1074} = 0,745 \text{ м.}$$

3) По формуле (32) вычислим максимальное напряжение под краем фундамента, затем проверим условие (30):

$$p_{\text{макс}}^H = \frac{1074}{4,10^2} \left(1 + \frac{6 \cdot 0,745}{4,10} \right) = 134 \text{ Т/м}^2 > 1,2 \cdot 67,0 \text{ Т/м}^2;$$

здесь $67,0 \text{ Т/м}^2 = R^H$ (см. пример 1).

Условие (30) не удовлетворено.

4) Изменим соотношение сторон, приняв $k_H = \frac{l}{b} = 1,5$ и вычислим по формуле (35) при $k_e = 0,8$ фиктивную нагрузку, по которой определим размеры подошвы фундамента:

$$N_{02}^H = 1000 \left(\frac{134 - 1,2 \cdot 67}{1,2 \cdot 67} \cdot 0,8 + 1 \right) = 1530 \text{ Т.}$$

5) Согласно примеру 1 $\Phi = 4,41$, $L = 4,77$, $\Gamma = 0,41$, $\mathcal{K} = 8,63 \text{ м}$; эти величины остаются без изменения.

Вычислим новое значение

$$П = \frac{1530 \cdot 0,41}{1 \cdot 1,5 \cdot 2,0} = 209 \text{ м}^3.$$

6) Пользуясь номограммой (рис. 6), найдем $b = 4,05 \text{ м}$, примем $b = 4,10 \text{ м}$. Тогда $l = 1,5 \cdot 4,1 = 6,2 \text{ м}$.

7) По формуле (11) вычислим

$$R^H = 1 [(2,46 \cdot 4,1 + 10,84 \cdot 2,0) \cdot 2,0 + 11,73 \cdot 0,3] = 67,0 \text{ Т/м}^2 = 6,7 \text{ кг/см}^2.$$

8) Найдем новые значения:

$$N^H = 1000 + 2,2 \cdot 2,0 \cdot 4,1 \cdot 6,2 = 1112 \text{ Т},$$

$$e = \frac{800}{1112} = 0,73 \text{ м},$$

$$p_{\text{макс}}^H = \frac{1112}{4,1 \cdot 6,2} \left(1 + \frac{6 \cdot 0,73}{6,2} \right) = 74,5 \text{ Т/м}^2 = 7,5 \text{ кг/см}^2 < 1,2 \times \\ \times 6,7 = 8,0 \text{ кг/см}^2.$$

Условие (30) удовлетворено (запас около 6%). Условие (8) также удовлетворено, что доказано в примере 1.

Пример 5. Определить (для стадии проектного задания) нормативное давление на грунт основания под ленточным фундаментом жилого дома с подвалом глубиной 2,6 м при следующих данных: глубина заложения фундамента $h_n = 3,1$ м, то же со стороны подвала $h_{п} = 0,5$ м (из них 10 см бетонный пол); грунт — полностью водонасыщенный суглинок с природной влажностью $W = 24\%$, влажностью на границе раскатывания $W_p = 10\%$, удельным весом $\gamma_v = 2,68 \text{ т/м}^3$ и с объемным весом $\varphi_0 = 2,02 \text{ т/м}^3$.

1) Определим коэффициент пористости грунта, приняв объемный вес воды $\gamma_n = 1 \text{ т/м}^3$:

$$\varepsilon = \frac{0,01 W_{\text{пол}} \gamma_v}{\gamma_n} = \frac{0,01 \cdot 24 \cdot 2,68}{1,0} = 0,64.$$

2) Для стадии проектного задания воспользуемся табл. 3. Тогда для $\varepsilon = 0,64$ и $W_p = 10$ найдем $\varphi^H = 23^\circ$, $c^H = 0,6 \text{ Т/м}^2$.

3) По формуле (14) вычислим приведенную глубину заложения фундамента относительно пола подвала:

$$h_{п} = 0,4 + 0,1 \frac{2,0}{2,02} = 0,5.$$

4) По формуле (13) найдем

$$h = \frac{2 \cdot 3,1 + 0,5}{3} = 2,23 \text{ м}.$$

5) Зададимся условно шириной подошвы $b = 1,0$ м, по табл. 7 определим значения $A = 0,66$, $B = 3,66$, $D = 6,24$ и по формуле (11) вычислим

$$R^H = 1 [(0,66 \cdot 1,0 + 3,66 \cdot 2,23) \cdot 2,02 + 6,24 \cdot 0,6] = 21,6 \text{ Т/м}^2 = 2,16 \text{ кг/см}^2.$$

Если при этом значении R^H требуется ширина подошвы фундамента существенно больше или меньше 1,0 м, то придется производить расчет повторно при новом значении ширины подошвы.

§ 4. УПРОЩЕННЫЙ РАСЧЕТ РАЗМЕРОВ ПОДОШВЫ ФУНДАМЕНТА

До выхода в свет СНиП размеры подошвы фундаментов определялись по так называемым допускаемым давлениям на грунт основания $\sigma_{\text{доп}}$. Величина $\sigma_{\text{доп}}$ устанавливалась исходя из опыта строительства зданий и сооружений и приводилась в Нормах и Технических условиях [26] для различных грунтов с учетом их состояния. Дополнительно значение $\sigma_{\text{доп}}$ уточнялось в зависимости от глубины заложения и ширины подошвы фундамента.

Поскольку величина $\sigma_{\text{доп}}$ устанавливалась по опыту строительства (наличия или отсутствия деформаций конструкций сооружений из-за неравномерных осадок фундаментов), проектирование, исходя из допускаемого давления, можно считать проектированием по деформации. Поэтому можно принять

$$R^{\text{н}} = \sigma_{\text{доп}}.$$

Это суждение справедливо, когда возводятся сооружения или здания, по опыту строительства которых установлены величины $\sigma_{\text{доп}}$.

Величину $\sigma_{\text{доп}}$ нельзя рассматривать как допускаемое давление на данный грунт вне зависимости от возводимых конструкций сооружений, поскольку это приводит в некоторых случаях к нежелательным ошибкам. Поэтому появилась необходимость проектировать фундаменты в явном виде по деформации. Вследствие большой трудоемкости такого расчета и необходимости проведения всесторонних инженерно-геологических изысканий для получения требуемых расчетных характеристик грунта СНиП допускает проектирование зданий и сооружений III и IV классов по величине $R^{\text{н}}$, принимаемой по табл. 14 СНиП II-Б.1-62*. В этой таблице значения $R^{\text{н}}$ приблизительно соответствуют значениям $\sigma_{\text{доп}}$ из ранее существовавших норм.

Пользоваться данными указанной таблицы можно при основании, сложенном горизонтальными выдержанными по толщине слоями грунта (при уклоне не более 0,1), сжимаемость которых в пределах полуторной ширины наибольшего фундамента плюс 1 м не увеличивается, и при ширине подошвы от 0,6 до 1,5 м и глубине заложения от 1 до 2,5 м независимо от наличия подвальных помещений.

Для глинистых грунтов с промежуточными значениями коэффициентов пористости ε и консистенции B , не указанных в таблице, величину $R^{\text{н}}$ определяют интерполяцией вначале по ε , а затем по B .

Пользоваться табличными значениями $R^{\text{н}}$ при проектировании фундаментов зданий и сооружений I и II классов можно только для предварительного определения размеров подошвы фундамента с обязательным вычислением в последующем $R^{\text{н}}$ по формуле (11), а в некоторых случаях определением величин и неравномерностей осадок.

Для известного значения $R^{\text{н}}$, не зависящего от ширины фундамента, площадь подошвы определяется по формуле

$$F = \frac{N_0^{\text{н}}}{R^{\text{н}} - \gamma_{\text{ср}} h_{\text{ф}}}. \quad (36)$$

В большинстве случаев значения $R^{\text{н}}$ по табл. 14 СНиП меньше величин, получающихся по формуле (11). Это объясняется тем, что значения $R^{\text{н}}$, приведенные в таблице, одновременно ограничены предельно допустимыми деформациями

для конструкций ранее широко применявшихся зданий и сооружений. Величины же R^H по формуле (11) являются лишь первым ограничением, поскольку при давлении по подошве свыше R^H осадки фундаментов рассчитывать нельзя из-за нарушения прямой пропорциональности между напряжениями и деформациями.

§ 5. НАПРЯЖЕНИЯ ОТ СОБСТВЕННОГО ВЕСА ГРУНТА

Фактическое напряженное состояние грунтов основания при современных методах изысканий определить не представляется возможным. В большинстве случаев ограничиваются вычислением



Рис. 9. Эпюра напряжений p_{bz} от собственного веса грунта

вертикальных напряжений, возникающих от веса вышележащих слоев грунта. Эпюра этих напряжений по глубине однородного слоя грунта будет иметь вид треугольника. При слоистом напластовании эпюра ограничивается ломаной линией, как показано на рис. 9 (линия $abcde$).

На глубине z вертикальное напряжение будет равно

$$p_{bz} = \sum_{i=1}^n \gamma_{0i} h_i, \quad (37)$$

где γ_{0i} — объемный вес грунта i -го слоя в t/m^3 ;

h_i — толщина i -го слоя в m ;

n — число разнородных слоев по объемному весу в пределах рассматриваемой глубины z .

Объемный вес водопроницаемых грунтов, залегающих ниже уровня грунтовых вод, принимается с учетом взвешивающего действия воды:

$$\gamma'_0 = \frac{\gamma_y - 1}{1 + \epsilon}; \quad (38)$$

здесь γ_y — удельный вес твердых частиц грунта в t/m^3 ; ϵ — коэффициент пористости грунта природного сложения.

При монолитных практически водонепроницаемых глинах и суглинках в случаях, когда они подстилаются слоем водопроницаемого грунта, имеющего грунтовые воды с пьезометрическим уровнем ниже уровня грунтовых вод верхних слоев, учет взвешивающего действия воды не производится. Если бы в напластовании грунтов, изображенном на рис. 9, четвертый слой представлял собой монолитную плотную глину и в подстилаю-

щем водоносном слое грунтовая вода имела бы пьезометрический уровень ниже уровня грунтовой воды верхнего слоя, то поверхность слоя глины являлась бы водоупором, воспринимающим давление от слоя воды. В таком случае эпюра вертикальных напряжений изобразилась бы ломаной линией *abcdmn*, как показано на рис. 9 пунктиром.

Следует отметить, что под действием напряжений от собственного веса природного грунта деформации основания (за исключением свежесыпанных насыпей) считаются давно загашшими.

При большой толще водонасыщенных сильносжимаемых грунтов, обладающих ползучестью, иногда приходится считаться с незавершенной фильтрационной консолидацией и консолидацией ползучести. В таком случае нагрузку от насыпи нельзя считать за нагрузку от собственного веса грунта.

§ 6. РАСПРЕДЕЛЕНИЕ НАПРЯЖЕНИЙ В ОСНОВАНИЯХ СООРУЖЕНИЙ

При решении вопроса о распределении напряжений в массиве грунта обычно исходят из основного допущения, что грунт является однородным линейно деформируемым телом. Упругие и остаточные деформации грунта принимаются пропорциональными напряжениям, действующим в рассматриваемой точке. Это допущение позволяет использовать решения математической теории упругости в тех случаях, когда рассматриваются деформации грунтов при одноразовом загрузении основания.

При определении напряжений в массиве основания можно было бы учитывать анизотропность отдельных слоев грунта, слоистый характер напластования и изменение деформативных характеристик грунта по глубине отдельного слоя. Однако это существенно усложнило бы расчет. Поэтому при решении практических задач, как правило, принимаются простейшие решения теории упругости о распределении напряжений в однородном изотропном линейно деформируемом полупространстве.

В отличие от сплошной среды, которая и рассматривается в теории упругости, при определении напряжений в грунтах, являющихся дисперсными телами, интересуются осредненной величиной напряжений, действующих по данной сколь угодно малой площадке. Фактические напряжения в точках контактов между частицами, в порах и в теле самих частиц будут совершенно другими. Такое осреднение оправдывается тем, что объемные деформации грунтов пропорциональны средней величине напряжений, действующих в данном объеме.

В общем случае в любой точке грунтового массива напряженное состояние может быть охарактеризовано шестью компонентами напряжений: тремя нормальными, например действующими параллельно координатным осям, и тремя касательными, развивающимися по площадкам, перпендикулярным этим осям.

При действии сосредоточенной силы, приложенной к поверхности линейно деформируемого полупространства, напряжения могут быть найдены по формулам, полученным Буссинеском. Эти формулы используют для случаев, когда нагрузка распределена по поверхности полупространства по сложному закону, заменяя распределенную нагрузку системой сосредоточенных сил и суммируя напряжения от действия каждой такой силы.

В большинстве примеров *давление* по подошве центрально нагруженных фундаментов *принимают равномерно распределенным*. В таком случае при прямоугольной подошве фундаментов дополнительное (к природному) давление в грунте на горизонтальную площадку, расположенную под центром загрузки на глубине z ниже подошвы фундамента, определяется по формуле

$$p_z = \alpha p_d = \alpha (p^H - p_{обн}), \quad (39)$$

где p_d — интенсивность давления по подошве фундамента, под действием которого происходит уплотнение грунтов основания, в кГ/см^2 ;
 p^H и $p_{обн}$ — интенсивность давления соответственно по подошве фундамента от нормативных нагрузок и в плоскости подошвы от собственного веса грунта в кГ/см^2 ;
 α — коэффициент, зависящий от соотношений:

$$m = \frac{2z}{b} \text{ и } K_{\pi} = \frac{l}{b}; \quad (40)$$

l и b — соответственно больший и меньший размеры подошвы фундамента.

Следует обратить внимание, что *расчет осадок* фундаментов *производится* не по величине фактического напряжения по подошве фундаментов p^H , а *исходя из значения дополнительного давления* p_d , *под действием которого происходит уплотнение грунтов*. Это дополнительное давление определяют путем исключения из p^H величины напряжения от собственного веса грунта $p_{обн}$, под действием которого грунт основания давно уплотнился. Величина $p_{обн}$ вычисляется как напряжение от собственного веса грунта на глубине отметки подошвы фундамента, считая от природной поверхности земли.

Значение α принимается по табл. 9 [33]. Для промежуточных m и K_{π} величина коэффициента α определяется интерполяцией. По результатам подсчетов строят эпюру напряжений p_z , откладывая величины напряжений в сторону от оси, вдоль которой они определяются (рис. 10).

Нормальное напряжение p_z , вычисленное по формуле (39), является наибольшим вертикальным напряжением на любой

данной глубине. Для определения вертикальных нормальных напряжений в других точках основания, что необходимо при расчете осадок с учетом загрузки соседних фундаментов или определении крена, пользуются методом угловых точек.

Значения коэффициента α одновременно могут характеризовать вертикальные нормальные напряжения под угловыми точками прямоугольных площадей загрузки (фундаментов).

В этом случае величина α принимается в зависимости от соотношений

$$m' = \frac{z}{b}, \quad K_{II} = \frac{l}{b}; \quad (40a)$$

здесь l и b — соответственно больший и меньший размеры площади загрузки, под угловой точкой которой определяется напряжение; z — глубина рассматриваемой точки, считая от плоскости загрузки.

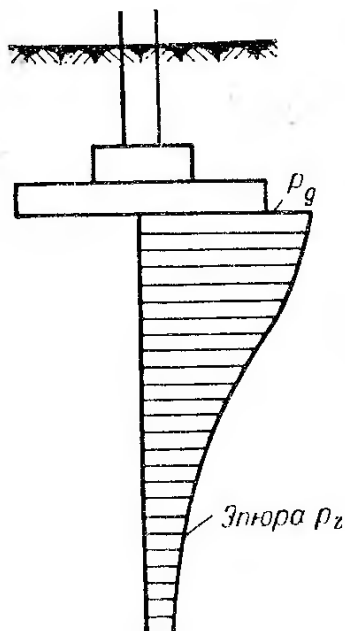


Рис. 10. Эпюра напряжений p_z при действии местной равномерно распределенной нагрузки

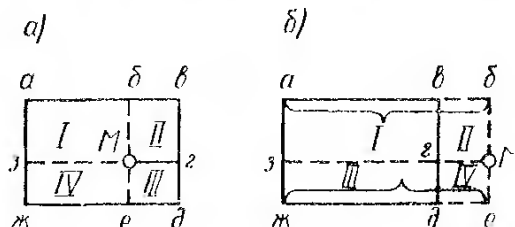


Рис. 11. Деление площади загрузки на части для расчета методом угловых точек

a — точка M в пределах площади загрузки; $б$ — точка M вне площади загрузки

Если необходимо найти напряжение p_z на любой глубине под точкой M , расположенной в пределах прямоугольной площади загрузки, то эту площадь разбивают так, чтобы точка M являлась угловой (рис. 11, а). Тогда напряжение p_z в точке, расположенной под точкой M на глубине z , может быть найдено из выражения

$$p_z = 0,25 (\alpha_I + \alpha_{II} + \alpha_{III} + \alpha_{IV}) p_d, \quad (41)$$

где $\alpha_I, \alpha_{II}, \alpha_{III}, \alpha_{IV}$ — коэффициенты, определяемые по табл. 9 для площадей загрузки соответственно $Mзab, Mbвz, Mгde, Meжz$.

Если интересующая нас точка M , в которой необходимо определить напряжение p_z , находится за пределами контура подошвы фундамента (рис. 11, б), то величина p_z определяется из выражения

$$p_z = 0,25 (\alpha_I - \alpha_{II} + \alpha_{III} - \alpha_{IV}) p_d, \quad (42)$$

где $\alpha_I, \alpha_{II}, \alpha_{III}, \alpha_{IV}$ — коэффициенты, определяемые по табл. 9

Значения коэффициента α

m	Круглые фунда- менты	Прямоугольные фундаменты с отношением сторон K_{Π}										Ленточ- ные фун- даменты (при $K_{\Pi} > 10$)	
		1	1,2	1,4	1,6	1,8	2	2,4	2,8	3,2	4		5
0,0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,4	0,949	0,960	0,968	0,972	0,974	0,975	0,976	0,976	0,977	0,977	0,977	0,977	0,977
0,8	0,756	0,800	0,830	0,848	0,859	0,866	0,870	0,875	0,878	0,879	0,880	0,881	0,881
1,2	0,547	0,606	0,652	0,682	0,703	0,717	0,727	0,740	0,746	0,749	0,753	0,754	0,755
1,6	0,390	0,449	0,496	0,532	0,558	0,578	0,593	0,612	0,623	0,630	0,636	0,639	0,642
2,0	0,285	0,336	0,379	0,414	0,441	0,463	0,481	0,505	0,520	0,529	0,540	0,545	0,550
2,4	0,214	0,257	0,294	0,325	0,352	0,374	0,392	0,419	0,437	0,449	0,462	0,470	0,477
2,8	0,165	0,201	0,232	0,260	0,284	0,304	0,321	0,350	0,369	0,383	0,400	0,410	0,420
3,2	0,130	0,160	0,187	0,210	0,232	0,251	0,267	0,294	0,314	0,329	0,348	0,360	0,374
3,6	0,106	0,130	0,153	0,173	0,192	0,209	0,224	0,250	0,270	0,285	0,305	0,320	0,337
4,0	0,087	0,108	0,127	0,145	0,161	0,176	0,190	0,214	0,233	0,248	0,270	0,285	0,306
4,4	0,073	0,091	0,107	0,122	0,137	0,150	0,163	0,185	0,203	0,218	0,239	0,256	0,280
4,8	0,062	0,077	0,092	0,105	0,118	0,130	0,141	0,161	0,178	0,192	0,213	0,230	0,258
5,2	0,053	0,066	0,079	0,091	0,102	0,112	0,123	0,141	0,157	0,170	0,191	0,208	0,239
5,6	0,046	0,058	0,069	0,079	0,089	0,099	0,108	0,124	0,139	0,152	0,172	0,189	0,223
6,0	0,040	0,051	0,060	0,070	0,078	0,087	0,095	0,110	0,124	0,136	0,155	0,172	0,208
6,4	0,036	0,045	0,053	0,062	0,070	0,077	0,085	0,098	0,111	0,122	0,141	0,158	0,196
6,8	0,032	0,040	0,048	0,055	0,062	0,069	0,076	0,088	0,100	0,110	0,128	0,144	0,184
7,2	0,028	0,036	0,042	0,049	0,056	0,062	0,068	0,080	0,090	0,100	0,117	0,133	0,175
7,6	0,024	0,032	0,038	0,044	0,050	0,056	0,062	0,072	0,082	0,091	0,107	0,123	0,166
8,0	0,022	0,029	0,035	0,040	0,046	0,051	0,056	0,066	0,075	0,084	0,098	0,113	0,158
8,4	0,021	0,026	0,032	0,037	0,042	0,046	0,051	0,060	0,069	0,077	0,091	0,105	0,150
8,8	0,019	0,024	0,029	0,034	0,038	0,042	0,047	0,055	0,063	0,070	0,084	0,098	0,144
9,2	0,018	0,022	0,026	0,031	0,035	0,039	0,043	0,051	0,058	0,065	0,078	0,091	0,137
9,6	0,016	0,020	0,024	0,028	0,032	0,036	0,040	0,047	0,054	0,060	0,072	0,085	0,132
10	0,015	0,019	0,022	0,026	0,030	0,033	0,037	0,044	0,050	0,056	0,067	0,079	0,126
11	0,011	0,017	0,020	0,023	0,027	0,029	0,033	0,040	0,044	0,050	0,060	0,071	0,114
12	0,009	0,015	0,018	0,020	0,024	0,026	0,028	0,034	0,038	0,044	0,051	0,060	0,104

для площадей загрузки соответственно $M_{зab}$, $M_{звб}$, $M_{ежз}$, $M_{едг}$ (рис. 11, б.).

Коэффициенты α_{II} и α_I вычитаются, так как в пределах прямоугольников $M_{звб}$ и $M_{едг}$ нагрузка отсутствует, в то время как при определении напряжений p_z через коэффициенты α_I и α_{III} неизбежно учитывается приложение нагрузки не только в пределах контура фундамента, но и в пределах прямоугольников $M_{звб}$ и $M_{едг}$.

§ 7. ОПРЕДЕЛЕНИЕ НОРМАТИВНОГО ДАВЛЕНИЯ НА ПОДСТИЛАЮЩИЙ СЛОЙ СЛАБОГО ГРУНТА

При наличии сжимаемой толщи слоя более слабого грунта (с существенно меньшими значениями угла внутреннего трения и удельного сцепления) необходимо выяснить, соблюдается ли условие

$$p_{бн} + p_{zH} \leq R_{сл}^н, \quad (43)$$

где $p_{бн}$ — природное давление на кровлю подстилающего слоя, залегающего на глубине H_y от природного уровня грунта или от планировочной отметки (срезкой), определяемое по формуле (37), в T/m^2 ;

p_{zH} — дополнительное давление на кровлю подстилающего слоя, вызванное приложением нагрузки от сооружения, определяемое по формуле (39), в T/m^2 ;

$R_{сл}^н$ — нормативное давление на подстилающий слой слабого грунта в T/m^2 .

При расчете нормативного давления $R_{сл}^н$ исходят из условной площади загрузки F_y , определяемой в случае прямоугольной формы подошвы фундамента из выражения

$$F_y = \frac{N_0^н}{p_{zH}}. \quad (44)$$

Для ленточных фундаментов легко найти сразу ширину условной полосовой площади загрузки:

$$b_y = \frac{N_{0л}^н}{p_{zH}}, \quad (45)$$

где $N_0^н$ — суммарное значение нормативных нагрузок в плоскости обреза отдельного фундамента или в уровне поверхности земли в T ;

$N_{0л}^н$ — то же, на единицу длины (метр) ленточного фундамента в T/m .

Зная величину условной прямоугольной площади загрузки и соотношение сторон подошвы фундамента $K_{ц}$, можно

найти ширину этой площади загрузки b_y из расчета одинакового ее развития в стороны. Тогда будем иметь формулу

$$b_y = 0,5 \left[b (1 - K_{\Pi}) + \sqrt{b^2 (1 - K_{\Pi})^2 + 4F_y} \right], \quad (46)$$

где b — ширина подошвы фундамента в м;

K_{Π} — отношение большей стороны подошвы фундамента (длины) к меньшей (ширине).

В случае квадратной подошвы фундамента $b_y = \sqrt{F_y}$.

При подсчете величины $R_{\text{сл}}^{\text{н}}$ на подстилающий слой принимают глубину заложения условного фундамента H_y равной расстоянию от природного уровня поверхности земли до кровли рассматриваемого слоя (рис. 12).

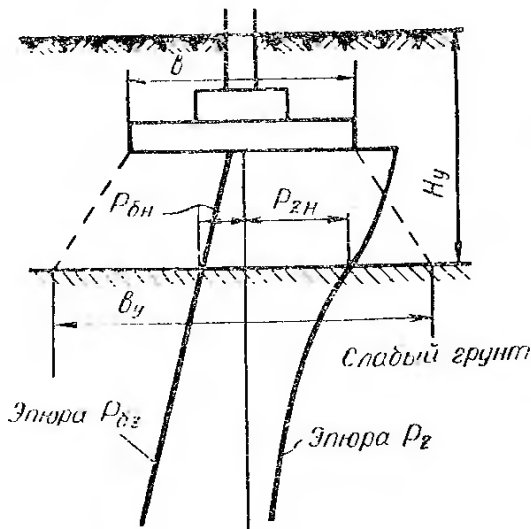


Рис. 12. Расчетная схема при определении нормативного давления на подстилающий слой слабого грунта

Подставив значения H_y и b_y в формулу (11) и принимая значения величин $\varphi^{\text{н}}$ и $c^{\text{н}}$ для слабого грунта, вычисляют нормативное давление на подстилающий слой грунта $R_{\text{сл}}^{\text{н}}$. Если полученное значение $R_{\text{сл}}^{\text{н}}$ не удовлетворяет условию (43), то, последовательно увеличивая размеры подошвы фундамента, добиваются одновременно увеличения $R_{\text{сл}}^{\text{н}}$ и уменьшения p_z . При этом можно воспользоваться номограммой.

Пример 6. Определить нормативное давление на подстилающий слой глины и в случае необходимости уточнить размеры подошвы фундаментов при следующих данных: на глубине 1,64 м ниже подошвы фундамента, рассмотренного в примере 1, под слоем плотного среднезернистого песка залегает пластичная глина с $W_p = 20\%$, $\epsilon = 0,85$, $\varphi^{\text{н}} = 18^\circ$, $c^{\text{н}} = 2,8 \text{ T/m}^2$.

1) Найдем p_{zH} по формуле (39), руководствуясь табл. 9. Для глубины 1,64 м при квадратном фундаменте шириной 4,10 м:

$$m = \frac{2 \cdot 1,64}{4,10} = 0,80; \quad K_{\Pi} = \frac{l}{b} = 1; \quad \alpha = 0,800;$$

$$p_{zH} = \alpha (p^{\text{н}} - \gamma_0 h) = 0,800 (64,0 - 2,0 \cdot 2) = 48,0 \text{ T/m}^2 = 4,8 \text{ кг/см}^2.$$

2) Определим условную площадь загрузки по формуле (44):

$$F_y = \frac{N_0^{\text{н}}}{p_{zH}} = \frac{1000}{48,0} = 20,8 \text{ м}^2.$$

3) Вычислим ширину условной квадратной площади загрузки

$$b_y = \sqrt{F_y} = \sqrt{20,8} = 4,56 \text{ м}.$$

4) Приняв $h = H_y = 3,6 \text{ м}$, по формуле (11) найдем

$$R_{\text{сл}}^{\text{н}} = 1 [(0,43 \cdot 4,56 + 2,72 \cdot 3,6) \cdot 2,0 + 5,31 \cdot 2,8] = 38,3 \text{ T/m}^2.$$

Условие (43) не удовлетворено, так как $R_{сл}^H < p_z + p_{бН} = 48,2 + 2,0 \cdot 3,6 = 55,4 \text{ Т/м}^2$.

5) Проводим расчет аналогично примеру 1. Руководствуясь табл. 8, найдем $\Phi = 6,32$, $L = 12,31$, $\Gamma = 2,32$ и вычислим по формулам (23) и (24):

$$Ж = 6,32 \cdot 3,6 + 12,31 \cdot \frac{2,8}{2,0} - \frac{2,0 \cdot 3,6 \cdot 2,32}{1 \cdot 2,0} = 31,5 \text{ м};$$

$$П = \frac{1000 \cdot 2,32}{1 \cdot 1 \cdot 2,0} = 1160 \text{ м}^3.$$

Затем по номограмме (рис. 7) получим $b_y = 5,6 \text{ м}$.

6) В соответствии с этим значением b_y и ранее найденной величиной a примем ширину подошвы фундамента $b = 5,1 \text{ м}$.

7) Затем последовательно определим:

$$m = \frac{2z}{b} = \frac{2 \cdot 1,6}{5,1} = 0,63; \quad K_{п} = 1; \quad a = 0,85;$$

$$p_{д} = \frac{1000}{5,1 \cdot 5,1} = 38,4 \text{ Т/м}^2 = 3,84 \text{ кг/см}^2;$$

$$p_{zН} = 0,85 \cdot 38,4 = 32,6 \text{ Т/м}^2 = 3,26 \text{ кг/см}^2;$$

$$F_y = \frac{1000}{32,6} = 30,6 \text{ м}^2; \quad b_y = \sqrt{30,6} = 5,54 \text{ м}^2;$$

$$R_{сл}^H = 1 [(0,43 \cdot 5,54 + 2,72 \cdot 3,6) \cdot 2,0 + 5,31 \cdot 2,8] = 39,3 \text{ Т/м}^2 = 3,93 \text{ кг/см}^2.$$

8) Проверим условие (43):

$$p_{бН} + p_{zН} = 3,6 \cdot 2,0 + 32,6 = 39,8 \text{ Т/м}^2 = 3,98 \text{ кг/см}^2.$$

Значение $R_{сл}^H = 39,3 \text{ Т/м}^2$ незначительно меньше требуемой величины, поэтому можно считать, что условие (43) удовлетворено.

ОСНОВНЫЕ СУЩЕСТВУЮЩИЕ МЕТОДЫ РАСЧЕТА ОСАДОК ФУНДАМЕНТОВ

§ 1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Во введении было отмечено, что из четырех составляющих частей осадки [формула (1)] в данной работе рассматривается только осадка уплотнения, т. е. осадка, происходящая вследствие деформации грунта под воздействием напряженного состояния, возникающего от нагрузки, передаваемой фундаментом на грунт основания. Развивается эта осадка во времени, как правило, медленно (в течение нескольких лет после возведения здания). Медленное нарастание деформаций грунтов связано с развитием деформаций ползучести пленочной воды, а также с постепенным выдавливанием воды из пор грунта основания при водонасыщенном его состоянии.

Поскольку конструкции здания или сооружения получают наибольшие деформации при полном развитии осадки в конце срока стабилизации СНиП [33] ограничивает эти значения осадок, называемые конечными или просто осадками. Последний термин, как более краткий, будет использован в дальнейшем, так как ниже рассматривается расчет только конечных осадок.

Таким образом, осадкой фундамента называется полное вертикальное перемещение его вследствие деформации толщи грунта основания, медленно развивающейся во времени. Осадкой слоя грунта называется величина, на которую уменьшается его толщина вследствие деформации грунта этого слоя.

В Советском Союзе разработано семнадцать методов расчета осадок (из диссертации И. А. Розенфельда). Однако в проектной практике в большинстве случаев пользуются двумя основными методами: методом суммирования, включенным в СНиП [33], и методом эквивалентного слоя, разработанным проф. Н. А. Цытовичем [39]. Кроме того, в ряде случаев применяют метод К. Е. Егорова [16].

Анализ всех методов расчета занял бы много времени, поэтому остановимся лишь на некоторых из них.

§ 2. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ОСАДКИ МЕТОДОМ СУММИРОВАНИЯ

Рассматриваемый метод расчета основан на следующих допущениях:

- 1) грунт под фундаментом не имеет бокового расширения;
- 2) вертикальные деформации слоев грунта прямо пропорциональны напряжениям p_z , убывающим с глубиной;
- 3) на глубинах, где дополнительное напряжение p_z составляет менее 20% от веса вышележащих слоев грунта (природное давление), считается, что грунт не испытывает деформаций;
- 4) напряжения p_z определяются под центром загрузки методами теории упругости без учета изменения деформативных характеристик грунта по глубине;
- 5) безразмерный коэффициент β , зависящий от коэффициента бокового расширения грунта, принимается равным 0,8 для всех видов грунтов и рассматривается как коэффициент, корректирующий упрощенную расчетную схему;
- 6) жесткость фундаментов и надфундаментных конструкций не учитывается.

На основе перечисленных допущений расчет осадки фундамента производится по формуле

$$S = \sum_{i=1}^n h_i \frac{\beta}{E_i} p_{zi}, \quad (47)$$

где n — число слоев, на которые разбита сжимаемая толща основания;

h_i — толщина i -го слоя грунтов в см;

E_i — модуль общей деформации i -го слоя в кг/см^2 ;

β — безразмерный коэффициент, равный 0,8;

p_{zi} — полусумма вертикальных нормальных напряжений в кг/см^2 , возникающих на верхней и нижней границах i -го слоя грунта от давления, передаваемого фундаментом, вычисляемых по формуле (39).

В случае учета влияния загрузки соседних фундаментов дополнительно от каждого учитываемого фундамента вертикальные нормальные напряжения рассчитываются по формуле (42).

При определении мощности сжимаемой толщи основания руководствуются условием

$$p_z \leq 0,2p_{6z}, \quad (48)$$

где p_z — вертикальные напряжения на глубине z , возникающие от загрузки рассматриваемого фундамента и определяемые по формуле (39). В тех случаях, когда необходимо учесть загрузки соседних фундаментов, p_z вычисляется по (42);

p_{6z} — природное давление, определяемое по формуле (37).

СНиП II-Б.1-62* рекомендует следующий прием оценки необходимости учета загрузки соседних фундаментов.

Считается, что осадки отдельных фундаментов следует определять с учетом влияния нагрузок от соседних фундаментов в тех случаях, когда имеет место условие

$$K_{\Gamma} L_{\Phi} \leq L_{\Gamma}, \quad (49)$$

где L_{Φ} — фактическое расстояние между осями фундаментов в см;

L_{Γ} — расстояние, получаемое по графикам (см. рис. 13), в см;

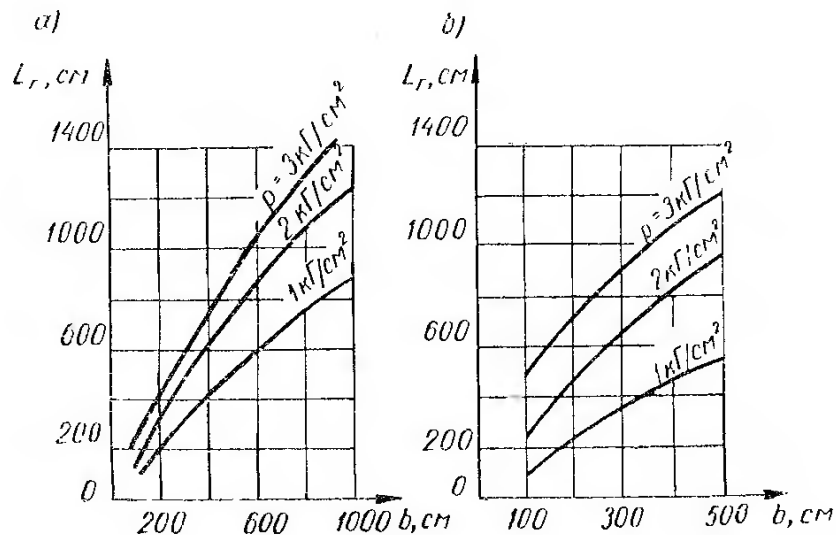


Рис. 13. Графики для определения расстояния между осями фундаментов в случае учета влияния загрузки соседнего фундамента

а — для квадратного фундамента; б — для прямоугольного фундамента при $\frac{l}{b} \geq 5$

K_{Γ} — коэффициент, определяемый по формуле

$$K_{\Gamma} = \frac{0,6}{b} (E - 100) + 1; \quad (50)$$

b — ширина подошвы фундамента, необходимость учета влияния которого рассматривается, в см.

E — модуль деформации грунта, принимаемый средним в пределах сжимаемой толщи, в $\text{кг}/\text{см}^2$;

0,6 — коэффициент, имеющий размерность, в $\text{см}^3/\text{кг}$.

Величина L_{Γ} для прямоугольных фундаментов с промежуточным значением отношения $\frac{l}{b}$ определяется интерполяцией.

Если около рассчитываемого фундамента расположено несколько соседних фундаментов, то при определении L_{Γ} по графикам следует либо пропорционально количеству фундаментов увеличить напряжения, либо условно считать, что соседний фундамент имеет большие размеры подошвы. Целесообразно при-

нять площадь подошвы условного соседнего фундамента равной суммарной площади соседних фундаментов (например, двух или четырех), расположенных на таких же расстояниях.

Поскольку метод, рекомендованный СНиПом, может быть использован далеко не во всех случаях (например, при наличии двух соседних фундаментов, расположенных на различном расстоянии от рассчитываемого), целесообразно принять простейшую приближенную оценку необходимости учета загрузки соседних фундаментов или поверхности грунта полезной нагрузкой. В порядке первого приближения следует учитывать все нагрузки, приложенные на расстоянии менее мощности сжимаемой толщи рассчитываемого фундамента. Мощность этой толщи сначала приходится оценивать ориентировочно. В ходе расчета она уточняется в зависимости от напряжений как от загрузки рассчитываемого фундамента, так и соседних.

Пример 7. Определить осадку фундамента методом суммирования, если дано: размеры подошвы фундамента $l \times b = 300 \times 300$ см; давление от нормативных нагрузок по подошве фундамента $p^H = 2,36$ кг/см²; глубина заложения фундамента от планировочной отметки и природного уровня земли $h_\Phi = 200$ см. Напластование и свойства грунтов указаны на рис. 14.

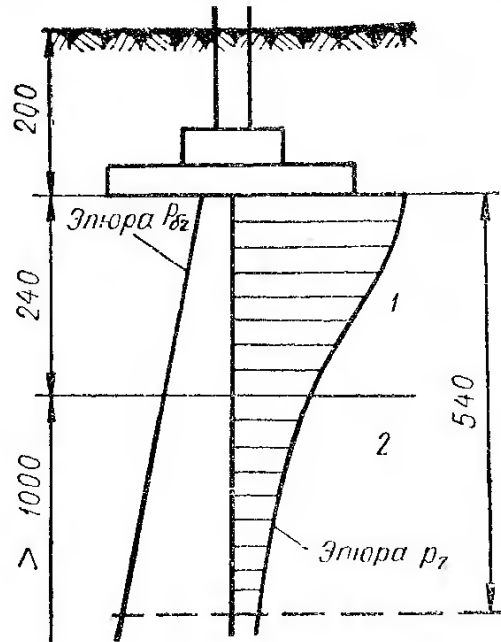


Рис. 14. Расчетная схема к примерам 7 и 8

1 — суглинок $\gamma_{01} = 1,8$ т/м³; $E_1 = 100$ кг/см²; 2 — глина $\gamma_{02} = 2$ т/м³, $E_2 = 50$ кг/см²

1) Определим дополнительное давление, передаваемое на грунт в плоскости подошвы фундамента:

$$p_d = p^H - \gamma_{01} h_\Phi = 2,36 - 0,0018 \cdot 200 = 2,00 \text{ кг/см}^2.$$

2) Вычислим дополнительные напряжения p_z по формуле (39) и напряжения от природного давления p_{bz} по формуле (37) на глубинах 60, 120, 180, 240, 300, 360, 420, 480 и 540 см.

Расчет сводим в табл. 10.

3) Построим эпюры напряжений (рис. 14) и убедимся, что на глубине 540 см удовлетворяется условие (48).

4) Определим полную осадку фундамента по формуле (47). Осадку первого слоя основания

$$S_1 = (0,5 \cdot 2 + 1,92 + 1,60 + 1,21 + 0,5 \cdot 0,9) \cdot 60 \cdot \frac{0,8}{100} = 2,97 \text{ см.}$$

Осадку второго слоя основания

$$S_2 = (0,5 \cdot 0,9 + 0,67 + 0,51 + 0,40 + 0,32 + 0,5 \cdot 0,26) \cdot 60 \cdot \frac{0,8}{50} = 2,38 \text{ см.}$$

Полная осадка фундамента

$$S = S_1 + S_2 = 2,97 + 2,38 = 5,3 \text{ см.}$$

К примеру 7

$m = \frac{2z}{b}$	$z, \text{ см}$	α	$p_z = \alpha p_d,$ кг/см ²	$p_{бз}, \text{ кг/см}^2$	$E, \text{ кг/см}^2$
0,0	0	1,0	2,0	0,36	100
0,4	60	0,960	1,92	—	
0,8	120	0,800	1,60	—	
1,2	180	0,606	1,21	—	
1,6	240	0,449	0,90	0,79	
2,0	300	0,336	0,67	—	50
2,4	360	0,257	0,51	—	
2,8	420	0,201	0,40	—	
3,2	480	0,160	0,32	1,27	
3,6	540	0,130	0,26	1,39	

Пример 8. Определить осадку фундамента *A* многоэтажного здания с сеткой одинаково загруженных колонн 600×600 см методом суммирования. Размеры фундаментов, их загрузка и грунтовые условия соответствуют примеру 7.

1) Установим по условию (49) необходимость учета загрузки соседних фундаментов при расчете осадок.

Для этого согласно рис. 15 найдем $L_\phi = 600$ см. Затем по формуле (50) вычислим

$$K_r = \frac{0,6}{300} (75 - 100) + 1 = 0,95.$$

Определим по графику (рис. 13, а) значение L_r . Так как вокруг фундаментов внутренних колон (рис. 15) располагаются четыре равноудаленных соседних фундамента, то площадь условного фундамента будет

$$F_y = 3,0 \cdot 3,0 \cdot 4 = 36,0 \text{ м}^2.$$

Найдем условный размер b_y :

$$b_y = \sqrt{F_y} = \sqrt{36} = 6 \text{ м} = 600 \text{ см}.$$

По графику (см. рис. 13, а) получим $L_r = 920$ см, что больше произведения $K_r L_\phi = 0,95 \cdot 600 = 570$ см. Поскольку $L_r > K_r L_\phi$, необходимо учесть влияние загрузки соседних фундаментов. Так как величина L_r больше расстояния между центрами фундаментов, расположенных по диагонали к рассматриваемому, загрузка их также необходимо учесть при расчете осадки фундамента *A*.

2) Вследствие симметричного размещения фундаментов (рис. 15) вычисления значительно упрощаются. Для каждой интересующей глубины подсчет может быть произведен по формуле, аналогичной (42):

$$p_z \cos = [(\alpha_{y I} - \alpha_{y II}) \cdot 2 \cdot 4 + (\alpha_{y III} - 2\alpha_{y IV} + \alpha_{y V}) \cdot 4] p_d.$$

Условные площади загрузки имеют следующие соотношения сторон и величины b (см. рис. 15):

$$\text{I} - Aabv \quad K_{п I} = \frac{750}{150} = 5; \quad b_I = 150 \text{ см};$$

$$\text{II} - Agdv \quad K_{п II} = \frac{450}{150} = 3, \quad b_{II} = 150 \text{ см}$$

$$\begin{aligned} \text{III} - \text{Аежз} \quad K_{п \text{ III}} &= \frac{750}{750} = 1, \quad b_{\text{III}} = 750 \text{ см}; \\ \text{IV} - \text{Аикэ} \quad K_{п \text{ IV}} &= \frac{750}{450} = 1,66, \quad b_{\text{IV}} = 450 \text{ »}; \\ \text{V} - \text{Аилм} \quad K_{п \text{ V}} &= \frac{450}{450} = 1, \quad b_{\text{V}} = 450 \text{ »}. \end{aligned}$$

3) Расчет величины $p_{z \text{ ос}}$ сведем в табл. 11. При этом для уменьшения вычислений будем определять $p_{z \text{ ос}}$ на глубинах, соответствующих значениям z , через каждые 120 см.

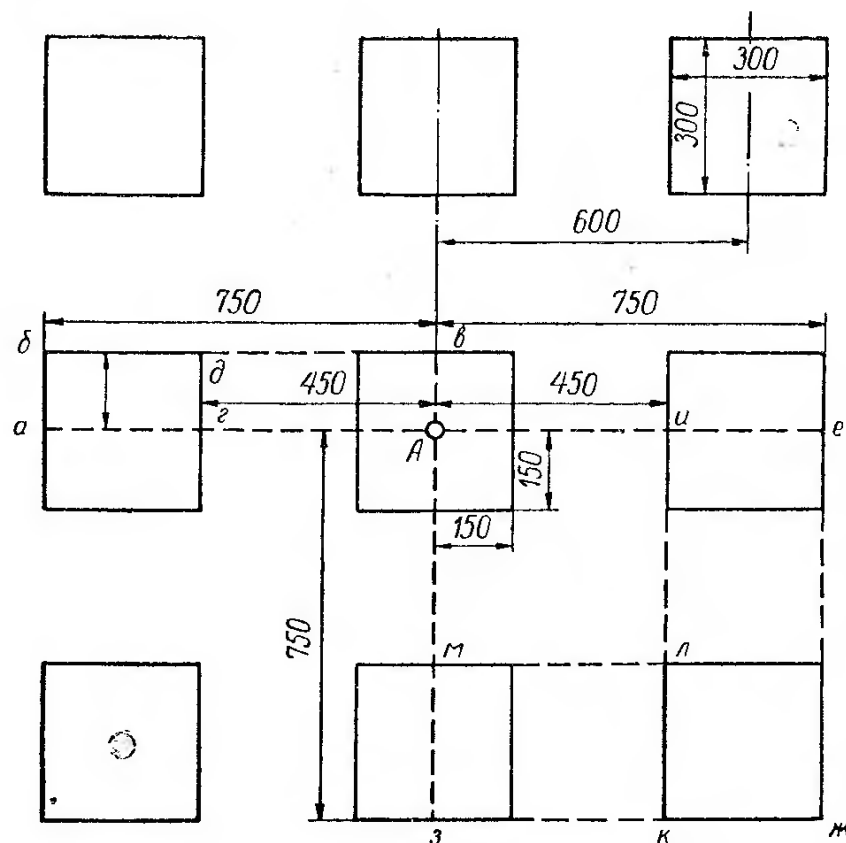


Рис. 15. План подошвы фундаментов к примеру 8

- 4) Определим суммарное значение напряжения от загрузки фундамента А (см. рис. 15) и соседних фундаментов. Расчет сведем в табл. 12.
- 5) На глубине 840 см условие (48) приблизительно удовлетворяется.
- 6) По формуле (47) находим осадку:
для первого слоя

$$S_1 = (0,5 \cdot 2 + 1,61 + 0,5 \cdot 0,96) \cdot 120 \cdot \frac{0,8}{100} = 2,97 \text{ см};$$

для второго слоя

$$S_2 = (0,5 \cdot 0,96 + 0,64 + 0,52 + 0,46 + 0,41 + 0,5 \cdot 0,39) \cdot 120 \cdot \frac{0,8}{50} = 5,18 \text{ см};$$

полная осадка

$$S = S_1 + S_2 = 2,97 + 5,18 = 8,1 \text{ см}.$$

Полученное значение осадки на 2,8 см больше, чем осадка фундамента А, вычисленная раньше без учета влияния загрузки

К примеру 8

$z, \text{ см}$	Площадь загруже- ния	$K_{\Pi} = \frac{l}{b}$	$m' = \frac{z}{b}$	α	K	$K\alpha$	$\rho_{z \text{ с ос}} = K\alpha \rho_{\text{д}},$ кг/см ²
120	I	5	$\frac{120}{150} = 0,8$	+0,2202	8	+1,7616	0,01
	II	3	$\frac{120}{150} = 0,8$	-0,2196	8	-1,7568	
	III	1	$\frac{120}{750} = 0,16$	+0,2489	4	+0,9956	
	IV	1,66	$\frac{120}{450} = 0,27$	-0,2472	8	-1,9776	
	V	1	$\frac{120}{450} = 0,27$	+0,2458	4	$\frac{+0,9832}{+0,0060}$	
240	I	5	$\frac{240}{150} = 1,6$	+0,1598	8	+1,2784	0,06
	II	3	$\frac{240}{150} = 1,6$	-0,1567	8	-1,2536	
	III	1	$\frac{240}{750} = 0,32$	+0,2435	4	+0,9740	
	IV	1,66	$\frac{240}{450} = 0,53$	-0,2355	8	-1,8840	
	V	1	$\frac{240}{450} = 0,53$	+0,2286	4	$\frac{+0,9144}{+0,0292}$	
360	I	5	$\frac{360}{150} = 2,4$	+0,1175	8	+0,9400	0,13
	II	3	$\frac{360}{150} = 2,4$	-0,1108	8	-0,8864	
	III	1	$\frac{360}{750} = 0,48$	+0,2332	4	+0,9328	
	IV	1,66	$\frac{360}{450} = 0,8$	-0,2153	8	-1,7224	
	V	1	$\frac{360}{450} = 0,8$	+0,1999	4	$\frac{+0,7996}{+0,0636}$	

$z, \text{ см}$	Площадь загруже- ния	$K_{II} = \frac{l}{b}$	$m' = \frac{z}{b}$	α	K	$K\alpha$	$p_z \cos = K\alpha p_{II}$ кг/см ²
480	I	5	$\frac{480}{150} = 3,2$	+0,0900	8	+0,7200	0,20
	II	3	$\frac{480}{150} = 3,2$	-0,0806	8	-0,6448	
	III	1	$\frac{480}{750} = 0,64$	+0,2183	4	+0,8732	
	IV	1,66	$\frac{480}{450} = 1,07$	-0,1895	8	-1,5160	
	V	1	$\frac{480}{450} = 1,07$	+0,1673	4	$\frac{+0,6692}{+0,1016}$	
600	I	5	$\frac{600}{150} = 4,0$	+0,0712	8	+0,5696	0,24
	II	3	$\frac{600}{150} = 4,0$	-0,0603	8	-0,4824	
	III	1	$\frac{600}{750} = 0,8$	+0,1999	4	+0,7996	
	IV	1,66	$\frac{600}{450} = 1,33$	-0,1646	8	-1,3168	
	V	1	$\frac{600}{450} = 1,33$	+0,1377	4	$\frac{+0,5508}{+0,1208}$	
720	I	5	$\frac{720}{150} = 4,8$	+0,0576	8	+0,4608	0,26
	II	3	$\frac{720}{150} = 4,8$	-0,0463	8	-0,3704	
	III	1	$\frac{720}{750} = 0,96$	+0,1801	4	+0,7204	
	IV	1,66	$\frac{720}{450} = 1,6$	-0,1412	8	-1,1296	
	V	1	$\frac{720}{450} = 1,6$	+0,1123	4	$\frac{+0,4492}{+0,1304}$	

$z, \text{ см}$	Площадь загрузки	$K_{\Pi} = \frac{l}{b}$	$m' = \frac{z}{b}$	α	K	$K\alpha$	$P_{z \text{ сос}} = K\alpha p_{\text{Д}}$ кг/см ²
840	I	5	$\frac{840}{150} = 5,6$	+0,0477	8	+0,3816	0,27
	II	3	$\frac{840}{150} = 5,6$	-0,0369	8	-0,2952	
	III	1	$\frac{840}{750} = 1,12$	+0,1610	4	+0,6440	
	IV	1,66	$\frac{840}{450} = 1,87$	-0,1206	8	-0,9648	
	V	1	$\frac{840}{450} = 1,87$	+0,0924	4	$\frac{+0,3696}{+0,1352}$	

Таблица 12

К примеру 8

$m = \frac{2z}{b}$	$z, \text{ см}$	α	$p_{z'} = \alpha p_{\text{Д}}$ кг/см ²	$P_{z \text{ сос}}$ кг/см ²	$\Sigma p_{z'}$ кг/см ²	$P_{\text{Бз}}$ кг/см ²	$E, \text{ кг/см}^2$
0	8	1,0	2,0	0	2,0	0,36	100
0,8	120	0,800	1,60	0,01	1,61	—	
1,6	240	0,449	0,90	0,06	0,96	—	
2,4	360	0,257	0,51	0,13	0,64	—	50
3,2	480	0,160	0,32	0,20	0,52	—	
4,0	600	0,108	0,22	0,24	0,46	1,51	
4,8	720	0,077	0,15	0,26	0,41	1,75	
5,6	840	0,058	0,12	0,27	0,39	1,99	

соседних фундаментов. Это свидетельствует о необходимости в данном случае считаться с загрузкой восьми соседних фундаментов. Интересно отметить, что, если бы мы рассматривали отдельно влияние загрузки каждого соседнего фундамента, т. е. следуя рекомендациям СНиП [33], то получили бы, что по условию (49) нет необходимости учитывать влияние загрузки таких фундаментов.

Рассмотренный пример свидетельствует о том, что вопрос о необходимости учета загрузки соседних фундаментов при расчете осадки методом суммирования следует производить сразу для всех соседних фундаментов, а не отдельно,

Любопытно также отметить, что активная зона (сжимаемая толща) в примере 8 оказалась равной 8,4 м. Это приблизительно

равно расстоянию между центрами соседних фундаментов, расположенных по диагонали. Следовательно, пример подтверждает, что загрузка соседних площадей (фундаментов) необходимо учитывать, если они удалены от центра рассчитываемого фундамента на расстояние не более мощности активной зоны, найденной с учетом их загрузки.

§ 3. РАСЧЕТ ОСАДКИ ФУНДАМЕНТА МЕТОДОМ ЭКВИВАЛЕНТНОГО СЛОЯ ПРИ ОДНОРОДНОМ ГРУНТЕ В ОСНОВАНИИ

Метод суммирования, как показывают приведенные выше примеры, громоздок. Кроме того, он не является точным, так как основан на ряде ранее отмеченных допущений.

Во многих случаях расчет осадки фундаментов может быть произведен по более простому методу эквивалентного слоя, предложенному и детально разработанному проф. Н. А. Цытовичем [39].

Основные допущения рассматриваемого метода при мощном слое однородного грунта:

1) однородный грунт имеет бесконечное распространение в пределах полупространства;

2) деформации в пределах полупространства пропорциональны напряжениям, т. е. полупространства линейно деформируемо;

3) деформации полупространства устанавливаются методами теории упругости.

Из теории упругости известно, что осадка поверхности линейно деформируемого полупространства может быть найдена по формуле

$$S = \frac{\omega b (1 - \mu^2) p_d}{E}, \quad (51)$$

где ω — коэффициент осадки, зависящий от формы площади загрузки, жесткости фундамента и места расположения точки, в которой определяется осадка;

p_d — интенсивность приложенного давления, деформирующего рассматриваемое полупространство (грунты основания), в кГ/см^2 ;

b — ширина площади загрузки в см ;

E — модуль общей деформации грунта в кГ/см^2 ;

μ — коэффициент бокового расширения грунта основания.

Эта формула учитывает ограниченное боковое расширение грунтов основания и деформации их под действием всех компонентов напряжений.

Н. А. Цытович формулу (51) приводит к виду:

$$S = A \omega b a_0 p_d, \quad (52)$$

Значение коэффициента эквивалентного слоя A_{ω} по Н. А. Цытовичу

Соотношение сторон K_{Π}	Гравий и галька				Песка				Суглинки пластичные				Тяжелые глины сильно пластичные			
	Твердые глины и суглинки				Супеси				$\mu=0,30$				$\mu=0,35$			
	$\mu=0,10$				$\mu=0,25$				$\mu=0,30$				$\mu=0,40$			
	A_{ω_0}	A_{ω_m}	$A_{\omega_{const}}$	A_{ω_0}	A_{ω_m}	$A_{\omega_{const}}$	A_{ω_0}	A_{ω_m}	$A_{\omega_{const}}$	A_{ω_0}	A_{ω_m}	$A_{\omega_{const}}$	A_{ω_0}	A_{ω_m}	$A_{\omega_{const}}$	
1	1,13	0,96	0,89	1,20	1,01	0,94	1,26	1,07	0,99	1,37	1,17	1,08	1,58	1,34	1,24	
1,5	1,37	1,16	1,09	1,45	1,23	1,15	1,53	1,30	1,21	1,66	1,40	1,32	1,91	1,62	1,52	
2	1,55	1,31	1,23	1,63	1,39	1,30	1,72	1,47	1,37	1,88	1,60	1,49	2,16	1,83	1,72	
3	1,81	1,55	1,46	1,90	1,63	1,54	2,01	1,73	1,62	2,18	1,89	1,76	2,51	2,15	2,01	
4	1,99	1,72	1,63	2,09	1,81	1,72	2,21	1,92	1,81	2,41	2,09	1,97	2,77	2,39	2,26	
5	2,25	1,85	1,74	2,24	1,95	1,84	2,37	2,07	1,94	2,58	2,25	2,11	2,96	2,57	2,42	
6	2,35	1,98	—	2,37	2,09	—	2,50	2,21	—	2,72	2,41	—	3,14	2,76	—	
7	2,43	2,06	—	2,47	2,18	—	2,61	2,31	—	2,84	2,51	—	3,26	2,87	—	
8	2,51	2,14	—	2,56	2,26	—	2,70	2,40	—	2,94	2,61	—	3,38	2,98	—	
9	2,58	2,21	—	2,64	2,34	—	2,79	2,47	—	3,03	2,69	—	3,49	3,08	—	
10 и более	2,58	2,27	2,15	2,71	2,40	2,26	2,86	2,54	2,38	3,12	2,77	2,60	3,58	3,17	2,98	
Коэффициент	A_{ω_0}	A_{ω_m}	$A_{\omega_{const}}$	A_{ω_0}	A_{ω_m}	$A_{\omega_{const}}$	A_{ω_0}	A_{ω_m}	$A_{\omega_{const}}$	A_{ω_0}	A_{ω_m}	$A_{\omega_{const}}$	A_{ω_0}	A_{ω_m}	$A_{\omega_{const}}$	

$$\text{где } A = \frac{(1-\mu)^2}{1-2\mu}; \quad (53)$$

a_0 — коэффициент относительной сжимаемости грунта в $см^2/кг$, связанный с модулем общей деформации выражением

$$a_0 = \frac{\beta_0}{E}; \quad (54)$$

β_0 — коэффициент, зависящий от бокового расширения грунта,

$$\beta_0 = 1 - \frac{2\mu^2}{1-\mu}. \quad (55)$$

Подставив значения A , a_0 и β_0 из приведенных выражений в (52), легко доказать, что оно тождественно выражению (51). В то же время выражение (52) для осадки слоя грунта при сплошной нагрузке можно представить в виде

$$S = h_s a_0 p_d. \quad (56)$$

В этом выражении h_s — мощность эквивалентного слоя, определяемая из выражения

$$h_s = A_{\omega} b. \quad (57)$$

Значения коэффициентов эквивалентного слоя A_{ω} по Н. А. Цытовичу приводятся в табл. 13; приняты следующие обозначения:

A_{ω_0} — коэффициент эквивалентного слоя для определения максимальной осадки под центром прямоугольной площади подошвы гибких фундаментов;

A_{ω_m} — коэффициент эквивалентного слоя для средней осадки гибких фундаментов;

$A_{\omega_{\text{const}}}$ — коэффициент эквивалентного слоя для осадки абсолютно жестких фундаментов.

Зная ширину подошвы фундамента и пользуясь табл. 13, легко найти мощность эквивалентного слоя h_s , при которой этот слой под действием сплошной нагрузки дает осадку, равную осадке фундамента, расположенного на поверхности линейно деформируемого полупространства. Осадка этого слоя определяется из выражения (56).

Значение коэффициента относительной сжимаемости может быть найдено либо из выражения (54), либо непосредственно из компрессионной кривой в соответствии с приведенными ниже зависимостями:

$$a_0 = \frac{a}{1 + \varepsilon_1}; \quad (58)$$

$$a = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{p_2 - p_1}, \quad (59)$$

где ε_1 — начальный коэффициент пористости грунта, соответствующий состоянию грунта до приложения нагрузки от сооружения (при давлении $p_{\delta z}$);

a — коэффициент сжимаемости грунта, определяемый по изменению коэффициента пористости с изменением давления в интересующем нас интервале (см. рис. 4) в $\text{см}^2/\text{кГ}$.

$p_1 = p_{\delta z}$ — природное давление от собственного веса грунта на данной рассматриваемой глубине, определяемое по формуле (37), в $\text{кГ}/\text{см}^2$;

p_2 — давление в грунте на данной глубине после приложения нагрузок от сооружения, под действием которых определяется осадка фундамента, в $\text{кГ}/\text{см}^2$;

ε_2 — коэффициент пористости грунта, соответствующий давлению p_2 .

Величина интенсивности давления p_d в (56) может быть найдена согласно (39) из выражения

$$p_d = p^H - p_{\delta z} = p^H - \gamma_0 h, \quad (60)$$

где γ_0 — средневзвешенный объемный вес слоев грунта, располагающихся выше подошвы фундамента, в $\text{т}/\text{м}^3$;

h — глубина заложения фундамента от природной поверхности земли в м .

Пример 9. Определить осадку фундамента методом эквивалентного слоя при следующих данных: размеры подошвы фундамента $l \times b = 300 \times 300 \text{ см}$; давление от нормативных нагрузок по подошве жесткого фундамента $p_H = 2,36 \text{ кГ}/\text{см}^2$; глубина заложения фундамента от природного уровня

земли $h=200$ см, грунт — однородный суглинок на глубину свыше 20 м; коэффициент относительной сжимаемости $a_0=0,008$ см²/кг.

1) Примем коэффициент бокового расширения грунта $\mu=0,30$, тогда по габл. 13 при $K_{\mu} = \frac{300}{300} = 1$ найдем $A\omega_{\text{const}} = 1,08$.

2) Определим мощность эквивалентного слоя по формуле (57):

$$h_s = 1,08 \cdot 300 = 324 \text{ см.}$$

3) Вычислим давление, под действием которого уплотняется грунт основания:

$$p_d = p^H - \gamma_0 h = 2,36 - 0,0018 \cdot 200 = 2,00 \text{ кг/см}^2.$$

4) Подставим значения h_s , a_0 и p_d в формулу (56) и вычислим осадку:

$$S = 324 \cdot 0,008 \cdot 2,0 = 5,2 \text{ см.}$$

Рассмотренный пример наглядно показывает, что метод эквивалентного слоя Н. А. Цытовича значительно проще, чем метод суммирования. В то же время решение более строго, если грунт в основании на большую глубину действительно однородный. Это положение относительно справедливо при небольших размерах подошвы фундаментов. При больших размерах фундаментов приходится считаться со слоистым напластованием грунтов.

§ 4. РАСЧЕТ ОСАДОК ФУНДАМЕНТА МЕТОДОМ ЭКВИВАЛЕНТНОГО СЛОЯ ПРИ СЛОИСТОМ НАПЛАСТОВАНИИ ГРУНТОВ

Для определения осадки фундамента при слоистом залегании различных грунтов Н. А. Цытович предложил приближенное решение. Он рекомендовал эпюры напряжений сложных очертаний заменить на суммарную эквивалентную треугольную эпюру уплотняющих давлений (рис. 16), под действием которой разовьется осадка, равная осадке, определяемой по формуле (56). Из этого положения находят высоту треугольной эпюры уплотняющих давлений:

$$H = 2h_s.$$

Величина H рассматривается как мощность активной зоны, в пределах которой практически деформируется грунт под действием уплотняющих давлений, распределенных по треугольной эпюре. В таком случае при наличии нескольких слоев грунта в пределах мощности активной зоны Н. А. Цытович рекомендует определять среднее значение коэффициента относительной сжимаемости a_{0m} по формуле

$$a_{0m} = \frac{\sum_{i=1}^n h_i a_{0i} z_i}{2h_s^2}, \quad (61)$$

где h_i — толщина i -го слоя грунта в пределах активной зоны, равной $2 h_s$ в см;
 a_{0i} — коэффициент относительной сжимаемости i -го слоя грунта в $см^2/кг$;
 z_i — расстояние от точки, соответствующей глубине $2 h_s$, до середины i -го слоя (рис. 17) в см;
 h_s — мощность эквивалентного слоя в см;
 n — число слоев в активной зоне.

Формулой (61) можно пользоваться и при непрерывном изменении приведенного коэффициента сжимаемости грунта по глубине отдельного слоя. В этом случае слой надо разбить на части, в пределах которых можно принять значение коэффициента относительной сжимаемости постоянным.

Зная средний коэффициент относительной сжимаемости слоистой толщи грунтов, легко определить осадку фундамента по уже известной формуле:

$$S = h_s a_{0m} p_d \quad (62)$$

В этом случае при определении величины коэффициента эквивалентного слоя по табл. 13 принимают среднее значение коэффициента бокового расширения грунта μ .

Пример 10. Определить осадку фундамента, рассмотренного в примере 9, при слоистой толще грунтов, которая показана на рис. 14, если дано: коэффициент относительной сжимаемости верхнего слоя суглинка $a_{01} = 0,008 \text{ см}^2/кг$, а подстилающего слоя глины — $a_{02} = 0,016 \text{ см}^2/кг$. Это соответствует E_1 и E_2 примера 7.

1) Примем средний коэффициент бокового расширения грунта $\mu = 0,30$, тогда по табл. 13, учитывая соотношение сторон подошвы фундамента $K_{II} = 1$, найдем

$$A_{\omega_{\text{const}}} = 1,08.$$

Поэтому по формуле (57)

$$h_s = 1,08 \cdot 300 = 324 \text{ см.}$$

2) Построим эквивалентную эпюру (рис. 18) и найдем соответствующие значения h_i и z_i ; $h_1 = 240 \text{ см}$; $h_2 = 408 \text{ см}$, $z_1 = 528 \text{ см}$, $z_2 = 204 \text{ см}$.

3) По формуле (61) вычислим значение среднего коэффициента относительной сжимаемости:

$$a_{0m} = \frac{240 \cdot 0,008 \cdot 528 + 408 \cdot 0,016 \cdot 204}{2 \cdot 324^2} = 0,011 \text{ см}^2/кг.$$

Теперь по формуле (62) определим осадку

$$S = 324 \cdot 0,011 \cdot 2 = 7,1 \text{ см.}$$

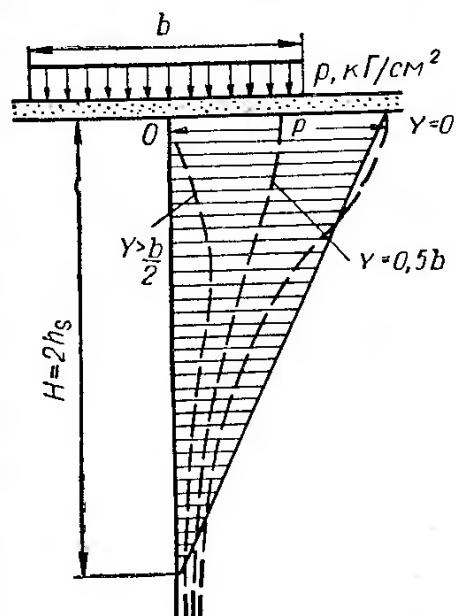


Рис. 16. Расчетная схема эквивалентной эпюры

Полученное значение осадки больше, чем найденное по методу суммирования (см. пример 7). Это объясняется главным образом учетом бокового расширения грунта и тем, что часть эпюры напряжений p_z при расчете методом суммирования от-

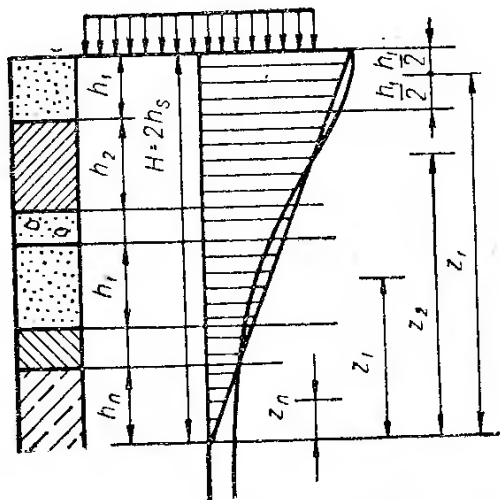


Рис. 17. Расчетная схема при слоистом напластовании грунтов

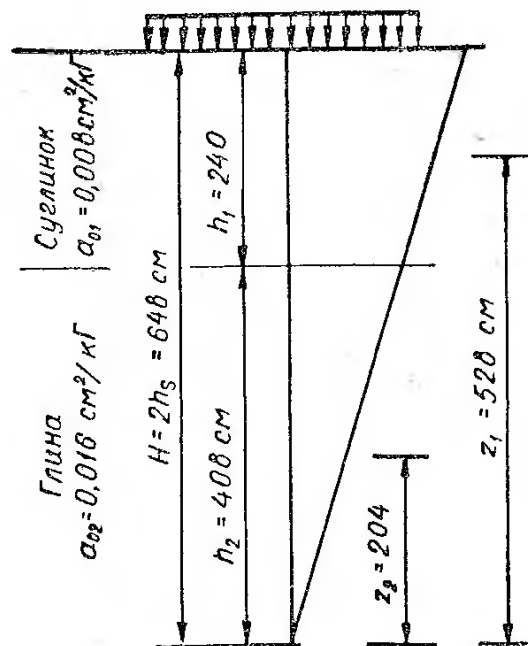


Рис. 18. Расчетная схема для примера 10

брасывается, а методом эквивалентного слоя учитываются деформации бесконечного полупространства.

§ 5. РАСЧЕТ ОСАДКИ ФУНДАМЕНТА ПО МЕТОДУ К. Е. ЕГОРОВА

При расчете осадки фундамента по методу проф. К. Е. Егорова [16] исходят из следующих допущений:

- 1) деформирующаяся толща грунтов ограничена по мощности;
- 2) деформации в пределах каждого слоя пропорциональны напряжениям, т. е. грунт каждого слоя является линейно деформируемым;
- 3) деформации отдельных слоев устанавливаются с учетом всех составляющих напряжений;
- 4) осадка фундамента равна средней величине осадки поверхности грунта под действием равномерно распределенной нагрузки;
- 5) жесткость фундамента не учитывается;
- 6) распределение напряжений в слое грунта принимается в соответствии с задачей однородного полупространства, а жесткость подстилающего слоя учитывается поправочным коэффициентом M .

В соответствии с принятыми допущениями К. Е. Егоровым выведена формула для конечной осадки:

$$S = \left[b p_d \sum_{i=1}^n \frac{K_i - K_{i-1}}{E_i} \right] M, \quad (63)$$

где b — ширина фундамента;

p_d — среднее давление, под действием которого уплотняется грунт основания;

E_i — модуль деформации i -го слоя грунта;

K_i — коэффициент, зависящий от формы подошвы и отношения $\frac{H}{b}$, определяемый по табл. 14.

M — коэффициент, учитывающий концентрацию напряжений при наличии жесткого подстилающего слоя (принимается по табл. 14).

Коэффициент M одновременно учитывает отсутствие перемещений по контакту сжимаемого слоя грунта и подстилающего недеформируемого массива. Величина M зависит от коэффициента Пуассона μ . К. Е. Егоровым значение M определено для $\mu = 0,30$.

Мощность активной зоны H , в пределах которой следует учитывать деформации грунтов основания, по этому методу установить нельзя, поэтому К. Е. Егоров при отсутствии подстилающих скальных пород определяет ее в соответствии с методом суммирования [17]. Кроме того, этот метод пока не позволяет определять осадку фундамента с учетом влияния загрузки соседних площадей и фундаментов. Однако весьма ценно, что по методу К. Е. Егорова определяются деформации не под действием одного компонента напряжений, а с учетом напряженного состояния в пределах каждого рассматриваемого линейно деформируемого слоя.

Пример 11. Определить осадку фундамента по методу К. Е. Егорова для данных, указанных в примере 7: ($l \times b = 300 \times 300$ см, $p_d = 2,0$ кг/см²) и при напластовании грунтов, указанном на рис. 14.

1) Согласно примеру 7 активная зона по условию $p_z \leq 0,2 p_{bz}$ равна 540 см.

2) Найдем значения K_i по табл. 14:

$$\text{для } \frac{l}{b} = 1 \text{ и } \frac{H}{b} = \frac{240}{300} = 0,8 \quad K_1 = 0,381;$$

$$\text{для } \frac{H}{b} = \frac{540}{300} = 1,8 \quad K_2 = 0,606.$$

3) При отсутствии жесткого подстилающего слоя $M = 1$.

4) Определяем осадку фундамента по формуле (63):

$$S = b p_d \sum_{i=1}^n \frac{K_i - K_{i-1}}{E_i} = 300 \cdot 2,0 \left(\frac{0,381}{100} + \frac{0,606 - 0,381}{50} \right) = 5,0 \text{ см.}$$

Значения K_i и M для формулы (63)

$\frac{H}{b}$	Круг	Значения K_i при соотношении сторон $l:b$						M
		1	1,5	2	3	5	>10 (лента)	
0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	1,5
0,2	0,090	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,104	
0,4	0,179	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,208	1,4
0,6	0,266	0,299	0,300	0,300	0,300	0,300	0,311	
0,8	0,348	0,381	0,395	0,397	0,397	0,397	0,412	1,3
1,0	0,411	0,446	0,476	0,484	0,484	0,484	0,511	
1,2	0,461	0,499	0,543	0,561	0,566	0,566	0,605	1,2
1,4	0,501	0,542	0,601	0,626	0,640	0,640	0,687	
1,6	0,532	0,577	0,647	0,682	0,706	0,708	0,763	1,1
1,8	0,558	0,606	0,688	0,730	0,764	0,772	0,831	
2,0	0,579	0,630	0,722	0,773	0,816	0,830	0,892	1,1
2,2	0,596	0,651	0,751	0,809	0,861	0,885	0,949	
2,4	0,611	0,668	0,776	0,841	0,902	0,932	1,001	1,0
2,6	0,624	0,683	0,798	0,868	0,939	0,977	1,050	
2,8	0,635	0,697	0,818	0,893	0,971	1,018	1,095	
3,0	0,645	0,709	0,836	0,913	1,000	1,057	1,138	1,0
3,5	0,664	0,732	0,869	0,959	1,062	1,138	1,233	
4,0	0,679	0,751	0,879	0,995	1,111	1,205	1,316	
4,5	0,691	0,766	0,918	1,022	1,151	1,262	1,390	
5,0	0,700	0,777	0,935	1,045	1,183	1,309	1,456	

§ 6. РАСЧЕТ КРЕНА ФУНДАМЕНТА

При внецентренной нагрузке напряжения по подошве фундамента распределяются по треугольной или трапециевидной эпюре. В этом случае фундамент, кроме вертикального перемещения (осадки), будет поворачиваться. Этот поворот обычно выражается величиной крена.

Когда грунт может рассматриваться как линейно деформируемая среда, осадку и крен легко определить раздельно. Осадку фундамента определяют обычным способом как для центрально нагруженного фундамента. Крен, т. е. тангенс угла поворота фундамента, можно вычислить по формулам, полученным М. И. Горбуновым-Посадовым [33].

Крен продольной оси прямоугольного фундамента определяется по формуле

$$\operatorname{tg} \theta_1 = \frac{1 - \mu_{\text{ср}}^2}{E_{\text{ср}}} \cdot k_1 \cdot \frac{N^H e_1}{\left(\frac{l}{2}\right)^3}, \quad (64)$$

а крен поперечной оси фундамента — по формуле

$$\operatorname{tg} \theta_2 = \frac{1 - \mu_{\text{ср}}^2}{E_{\text{ср}}} \cdot k_2 \cdot \frac{N^{\text{н}} e_2}{\left(\frac{b}{2}\right)^3}, \quad (65)$$

где $E_{\text{ср}}$ и $\mu_{\text{ср}}$ — модуль деформации (в кг/см^2) и коэффициент бокового расширения грунта, принимаемые средними в пределах сжимаемой толщи;

k_1 и k_2 — безразмерные коэффициенты, определяемые в зависимости от соотношения сторон подошвы фундамента $K_{\text{п}} = \frac{l}{b}$ по графикам, приведенным на рис. 19.

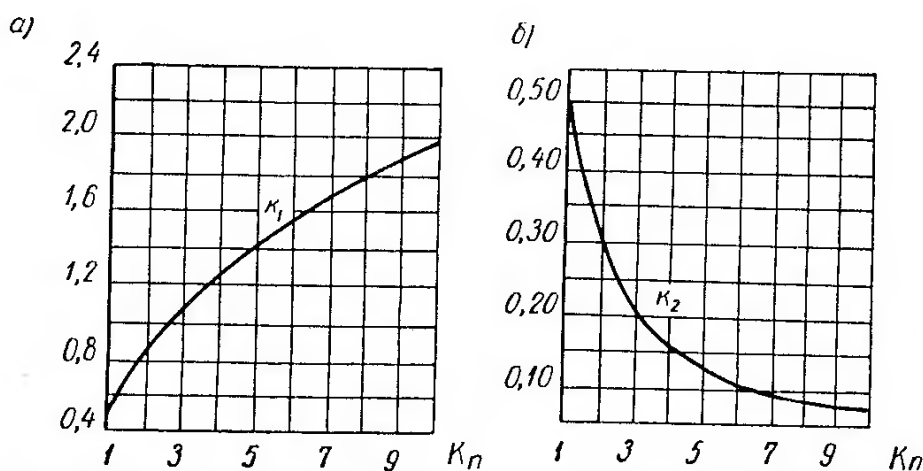


Рис. 19. Графики для определения коэффициентов, необходимых для вычисления кренов фундаментов
а — коэффициента k_1 ; б — коэффициента k_2 ;

$N^{\text{н}}$ — вертикальное усилие от нормативных нагрузок, действующее в плоскости подошвы фундамента с эксцентриситетом, в кг ;

l и b — соответственно большая и меньшая стороны подошвы фундамента в см ;

e_1 — эксцентриситет усилия $N^{\text{н}}$ в плоскости подошвы фундамента (по продольной его оси в см ;

e_2 — то же, по поперечной оси фундамента в см .

Для квадратных фундаментов принимают $k_1 = k_2 = 0,5$.

Рекомендуются следующие значения коэффициента μ для различных грунтов:

крупнообломочных	0,27
песков и супесей	0,30
суглинков	0,35
глин	0,42

Крен отдельного круглого фундамента θ при эксцентричном его нагружении определяется по формуле

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{3(1 - \nu_{\text{ср}}^2) N^{\text{II}} e}{4r^3 E_{\text{ср}}}, \quad (66)$$

где e — эксцентриситет усилия N^{II} в плоскости подошвы фундамента в см ;

r — радиус фундамента в см .

При форме подошвы фундамента в виде правильного многоугольника крен вычисляют по формуле (66). В этом случае за радиус принимают величину

$$r = \sqrt{\frac{F}{\pi}}, \quad (67)$$

где F — площадь подошвы фундамента в см^2 .

Крен кольцевых фундаментах определяется по формуле, выведенной К. Е. Егоровым (20):

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{3(1 - \nu_{\text{ср}}^2) N^{\text{II}} e}{4E_{\text{ср}} r_{\text{нар}}^3} \omega_1(n), \quad (68)$$

где $\omega_1(n)$ — коэффициент, зависящий от величины $n = \frac{r_{\text{вн}}}{r_{\text{нар}}}$;

$r_{\text{вн}}$ — внутренний радиус подошвы кольцевого фундамента (радиус вырезки);

$r_{\text{нар}}$ — наружный радиус подошвы фундамента.

Зависимость величины $\omega_1(n)$ от n по данным [4]:

n	$\omega_1(n)$
$0 \leq n \leq 0,6$	1
0,8	1,03
0,9	1,10
0,95	1,16

Фундаменты получают крен не только при внецентренном приложении нагрузки. Крен фундамента или сооружения может развиваться вследствие неодинаковой сжимаемости грунтов под отдельными их частями, а также различия во влиянии нагружения соседних фундаментах или площадей. В этих случаях правильнее всего вычислить осадки в ряде точек, расположенных по оси фундамента, крен которой определяется. Полученную кривую следует аппроксимировать прямой, наклон этой прямой и будет креном фундамента. Следовательно, такие вычисления трудоемки и проводятся в исключительных случаях. Для упрощения СНиП [33] рекомендуют определять крен фундаментах в случае взаимного влияния по формуле

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{S_1 - S_2}{b}, \quad (69)$$

где S_1 и S_2 — осадки, подсчитанные у краев фундамента, в см ;
 b — размер фундамента в направлении крена в см .

Осадки краев фундамента определяются методом угловых точек, который позволяет учитывать и влияние загрузки соседних фундаментов. При определении осадок S_1 и S_2 руководствуются напластованием грунтов под рассматриваемыми краями фундамента.

Так как непосредственно под краем фундамента напряжения в грунте равны только половине интенсивности давления по подошве фундамента, под действием которой деформируются грунты основания, получаемые результаты будут весьма приближенными. Более точные результаты можно получить, если осадки S_1 и S_2 определять для точек A и B (рис. 20), расположенных под фундаментом и удаленных от края его на расстояние 10—15% размера подошвы фундамента вдоль оси, крен которой вычисляется.

Крен жестких сооружений на отдельных фундаментах также может быть найден по формуле (69). При этом S_1 и S_2 будут осадки отдельных фундаментов, лежащих в направлении определяемого крена, а размер b принимается равным расстоянию между осями этих фундаментов (см. рис. 5).

При проектировании высоких сооружений (дымовые трубы, водонапорные башни, телевизионные мачты и т. п.) определяют крен сооружения от действия ветровой нагрузки.

Кроме крена, при значительных постоянных горизонтальных усилиях возникает необходимость рассчитывать фундаменты на горизонтальное смещение. Такого рода расчеты производят в соответствии с расчетами гидротехнических сооружений.

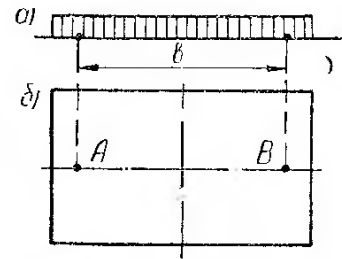


Рис. 20. Расчетная схема для определения крена фундамента

a — разрез; b — план

**РАСЧЕТ КОНЕЧНОЙ ОСАДКИ ФУНДАМЕНТА
ПО МЕТОДУ ОГРАНИЧЕННОЙ
СЖИМАЕМОЙ ТОЛЩИ**

§ 1. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Как считают многие исследователи, в том числе и сам автор метода Н. А. Цытович, расчет осадок по методу эквивалентного слоя может применяться для фундаментов, имеющих относительно небольшую площадь подошвы (менее 50 м^2).

Указанное обстоятельство не позволяет рекомендовать его для расчета осадок с учетом загрузки соседних фундаментов и площадей, когда приходится брать разность осадки поверхности от загрузки двух больших площадей. Если для больших по площади фундаментов метод эквивалентного слоя не дает достаточно точного значения осадки, то разность осадки поверхности от загрузки больших площадей будет тем более далека от фактической.

Неприменимость метода эквивалентного слоя при загрузке относительно больших площадей можно объяснить тем, что по этому методу учитываются деформации грунтов в пределах всего полупространства. При этом чем больше площадь загрузки при данной интенсивности давления, тем относительно в большей степени отражаются деформации подстилающих слоев, залегающих ниже фактической сжимаемой толщи на величине рассчитываемой осадки.

При расчете по методу эквивалентного слоя сжимаемость слоев грунта ниже сжимаемой толщи не входит в формулы, так как значение среднего приведенного коэффициента сжимаемости определяется только для толщи грунтов мощностью $2h_g$.

Чаще всего подстилающие слои грунта, расположенные ниже сжимаемой толщи, обладают меньшей сжимаемостью, чем грунты верхних слоев. С глубиной сжимаемость их еще в большей степени уменьшается. Отмеченное обстоятельство не учитывается методом эквивалентного слоя. Это приводит к завышению значений осадок при больших площадях фундаментов и, особенно, к завышению осадок при учете влияния загрузки соседних фундаментов.

В методе суммирования вместо пространственного напряженного состояния в расчет входят лишь вертикальные напряжения с корректирующим коэффициентом 0,8, который одно-

временно учитывает боковые деформации грунта. Такое упрощение не подтверждается опытами, проведенными В. Н. Голубковым [7], В. Б. Швецом с П. П. Казаковым [41] и М. Г. Ефремовым, П. А. Коноваловым, В. В. Михеевым [21] и др. Опыты показывают, что осадки штампов и фундаментов развиваются главным образом за счет слоя грунта, располагающегося непосредственно под подошвой. Мощность этого слоя приблизительно равна диаметру или размеру фундамента в плане. По методу же суммирования существенное значение имеет деформация слоев грунта на глубине, которая превышает две-три ширины фундамента [41, 21].

Однако это не значит, что активная зона, устанавливаемая по СНиП (исходя из 20% от собственного веса грунта), гарантирует необходимый учет деформаций от загрузки соседних фундаментов. Несостоятельность автоматического отбрасывания нижней части эпюры можно доказать следующим примером. Рассмотрим влияние загрузки большой плиты *Б* при расчете осадки небольшого фундамента *А* методом суммирования (рис. 21).

При небольших размерах фундамента *А* обычно на глубине, приблизительно равной ширине подошвы напряжения p_z составят меньше 20% напряжений от собственного веса грунта. В то же время на этой глубине напряжения от загрузки плиты *Б* почти еще не сказываются. Следовательно, по методу суммирования нет необходимости рассматривать деформации подстилающих слоев ниже указанной глубины. С глубиной же в данном случае напряжения возрастают. Величина этих напряжений иногда может не превосходить 20% напряжений от собственного веса грунта, но простое сопоставление площадей эпюр (рис. 21) заставляет сомневаться в том, что загрузка плиты *Б* не отразится на величине осадки фундамента *А*. Необходимо добавить, что строители часто наблюдали деформации зданий и сооружений вследствие влияния загрузки больших площадей соседних фундаментов при значительной мощности относительно сильно сжимаемых грунтов в основании.

Метод К. Е. Егорова [16] применим, когда известно значение активной зоны. Если же глубину активной зоны, как и в методе суммирования, определять исходя из условия (48), то

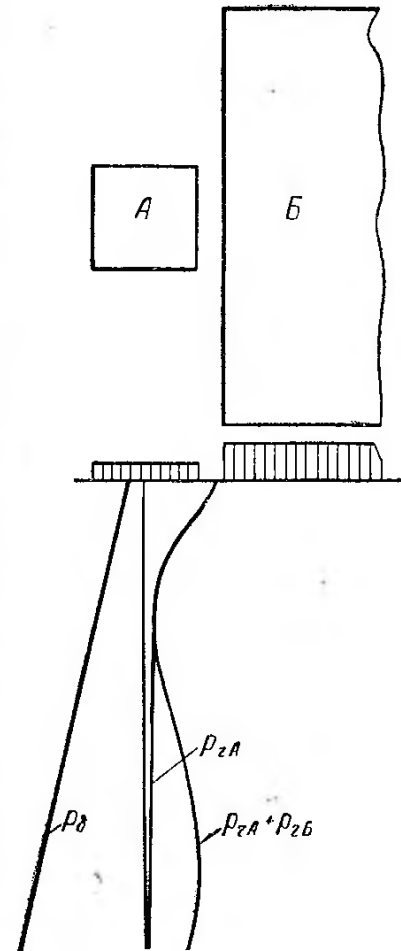


Рис. 21. Эпюры напряжений при загрузении фундамента *А*

задача делается трудоемкой. Кроме того, величина активной зоны по условию (48), как показали эксперименты, проведенные в полевых условиях рядом исследователей [7, 21, 41], получается завышенной.

В работе М. Г. Ефремова, П. А. Коновалова и В. В. Михеева [21] приводятся результаты полевых опытов по определению активной зоны. Эта зона по данным эксперимента имеет величину преимущественно в 1,6—2,5 раза меньше, чем по условию (48). Авторы отмечают, что «при нагрузках до 3 кг/см^2 величина замеренной деформируемой толщи в глинистых и песчаных грунтах практически не превышала $1,2 b$ штампа».

Приблизительно аналогичная картина получена и другими исследователями [41,7]. Деформации грунта ниже глубины $1—1,2 b$ практически незначительны и во всяком случае в несколько раз меньше получаемых по расчету методом К. Е. Егорова или методом суммирования.

Изложенное приводит к необходимости продолжить поиски методов расчета осадок фундаментов, которые ближе соответствовали бы картине деформаций грунтов в основании на различных глубинах. Эти поиски рационально направить на дальнейшее развитие методов эквивалентного слоя Н. А. Цытовича и деформации двухслойного основания К. Е. Егорова. При расчете по первому методу бесконечное линейно деформируемое полупространство целесообразно заменить рассмотрением деформации ограниченного слоя, а по второму необходимо разработать методику определения мощности активной зоны без вычисления напряжений по глубине основания. На основе указанных двух методов был предложен метод расчета осадок, называемый нами методом ограниченной сжимаемой толщи.

Примем, что двухслойное основание состоит из ограниченной толщи сжимаемых грунтов, называемой расчетной сжимаемой толщиной (H_p) и подстилающего условно несжимаемого слоя бесконечной мощности. Как известно, осадка под местной нагрузкой поверхности ограниченного по мощности слоя грунта может быть найдена по формуле

$$S = \frac{\omega b (1 - \nu^2) p_d}{E}, \quad (70)$$

где ω — коэффициент осадки, зависящий от формы площади загрузки, жесткости фундамента, соотношения между толщиной сжимаемого слоя и шириной площади загрузки, трения по контакту подстилающего слоя и коэффициента Пуассона ν ;

b — ширина подошвы фундамента;

p_d — интенсивность давления, под действием которого уплотняется грунт в основании;

Поскольку для некоторых случаев загрузки значения ω приводятся в таблицах К. Е. Егорова [18], величину осадки S можно определить по методу эквивалентного слоя, то есть по формулам (56) и (63). При этом необходимо задаться мощностью сжимаемого слоя. Однако произвольный выбор такой мощности может привести к существенным ошибкам, поэтому целесообразно поставить следующую задачу:

Найти осадку фундамента, которая соответствует осадке от действия сплошной равномерно распределенной нагрузки эквивалентного слоя грунта. При этом эквивалентный слой грунта определяется не для бесконечного полупространства, а для случая местного нагружения ограниченного слоя грунта, ниже которого вследствие рассеивания напряжений условно можно принять толщину грунтов практически недеформирующейся; величина ограниченного слоя грунта (расчетной сжимаемой толщи) должна находиться в зависимости от размеров фундамента и свойств грунтов основания.

§ 2. РАСЧЕТ ОСАДКИ ФУНДАМЕНТА ПРИ ОДНОРОДНОМ ГРУНТЕ В ОСНОВАНИИ

Для расчета осадки фундамента при однородном грунте основания сделаем следующие допущения:

1) основание состоит из двух слоев грунта: верхнего однородного, равного расчетной сжимаемой толщине H_p и нижнего практически несжимаемого;

2) расчетная сжимаемая толщина является функцией формы подошвы фундамента, величины нагрузки и нормативного давления на грунт основания;

3) деформации сжимаемого слоя грунта прямо пропорциональны напряжениям (грунт линейно деформируем);

4) касательные напряжения в основании сжимаемой толщи на глубине H равны нулю (трение отсутствует).

В таком случае, руководствуясь методикой вывода формул (53), (56) и (57) из выражения (70) для основания, состоящего из мощного слоя однородного грунта, получим

$$S = H_3 a_0 p_d, \quad (71)$$

где H_3 — мощность эквивалентного слоя, дающего под действием сплошной равномерно распределенной нагрузки осадку, равную осадке рассматриваемого фундамента при той же интенсивности давления, приложенной к поверхности ограниченного сжимаемого слоя толщиной H_p ;

a_0 — коэффициент относительной сжимаемости грунта. Величина H_3 определяется по формуле

$$H_3 = A \omega_{ж} b, \quad (72)$$

где A — коэффициент, зависящий от μ и определяемый по формуле (53);

$\omega_{ж}$ — коэффициент осадки жесткого фундамента, преимущественно зависящий от соотношения сторон подошвы ($l:b$) и отношения величины расчетной сжимаемой толщи к ширине подошвы ($H_p:b$).

Значения коэффициента A , β_0 и k_B , являющиеся функциями значения μ , приводятся в табл. 15.

Если известно значение расчетной сжимаемой толщи, то, пользуясь решениями К. Е. Егорова [18], можно найти величину коэффициента осадки, характеризующую среднее ее значение ($\omega_{ср}$) для абсолютно гибкого фундамента. При определении осадки фундаментов, обладающих жесткостью, вследствие отсутствия точного решения иногда принимают $\omega_{ж} = \omega_{ср}$. В таком случае жесткость фундамента учитывается не в полной мере.

При учете жесткости фундамента, считая ее абсолютной, расчет по методу эквивалентного слоя Н. А. Цытовича приводит к меньшим (приблизительно на 6—8%) значениям осадки, поэтому для нахождения значения $\omega_{ж}$ можно ввести поправочный коэффициент $k_{ж}$. Тогда

$$\omega_{ж} = k_{ж}\omega_{ср}, \quad (73)$$

Таблица 15

Значения коэффициента A , β_0 и k_B для формул (72), (80) и (100—104)

Вид грунта	Грунт, не имеющий бокового расширения	Гравий и галька	Пески		Суглинки пластичные			Тяжелые сильно пластичные глины
		твердые глины и суглинки	супеси		глины пластичные			
μ	0	0,1	0,2	0,25	0,27	0,30	0,35	0,40
A	1,0	1,012	1,067	1,125	1,158	1,225	1,408	1,800
β_0	1	0,98	0,90	0,83	0,80	0,74	0,62	0,47
k_B	0,863	0,874	0,921	0,971	1,000	1,057	1,216	1,554

где

$$k_{ж} = \frac{A\omega_{const}}{A\omega_m}.$$

В приведенной формуле $A\omega_{const}$ и $A\omega_m$ — коэффициенты эквивалентного слоя по Н. А. Цытовичу соответственно для абсолютно жесткого фундамента и средней осадки гибкого фун-

дамента [39], при бесконечно простирающемся полупространстве (см. табл. 13).

Для упрощения расчета в табл. 16 приводятся значения $\omega_{ж}$ для различных соотношений сторон подошвы фундамента и мощности сжимаемого слоя H к ширине подошвы фундамента b . При составлении этой таблицы использованы табличные значения ω_m , ω_{const} по Н. А. Цытовичу [39] и ω_{cp} по К. Е. Егорову [18]. Величина ω_{cp} принимается для случая отсутствия трения сжимаемого слоя грунта по недеформирующему массиву. В этом случае ω_{cp} не зависит от коэффициента Пуассона μ .

При слое однородного грунта мощностью больше расчетной сжимаемой толщи H_p по формулам (71), (72) можно найти осадку фундамента, если известна величина H_p . Таким образом, задача сводится к определению величины H_p . При отсутствии соответствующих экспериментальных данных приходится ограничиваться приближенным приемом.

Рассмотрим простейший случай, когда среднее давление по подошве фундамента равно нормативному давлению на грунт, найденному из выражения (11). Дополнительное предельное давление будет равно

$$p_{д. п} = R^H - \gamma_0 h, \quad (74)$$

где γ_0 — средневзвешенный объемный вес грунта, залегающего выше отметки подошвы фундамента, в $кг/см^3$;

h — глубина заложения фундамента от природного рельефа при планировке подсыпкой и от планировочной отметки при срезке грунта в $см$.

По аналогии с методом эквивалентного слоя примем, что расчетная сжимаемая толща, являющаяся активной зоной, равна удвоенному значению эквивалентного слоя, т. е.

$$H_p = 2H_s. \quad (75)$$

Вначале представим себе бесконечное полупространство однородного грунта. Для этого случая по методу эквивалентного слоя найдем сжимаемую толщу (активную зону) $H = 2h_s$. В порядке первого приближения примем, что на глубине $2h_s$ находится несжимаемый грунт. Тогда, взяв величину $2h_s$ в качестве расчетной мощности сжимаемого слоя H_p , по табл. 16, найдем H_{s1} . Полученное значение будет несколько меньше h_s , так как оно найдено при меньшей мощности сжимаемой толщ. Затем примем $H_p = 2H_{s1}$ и найдем H_{s2} , величина которого будет меньше H_{s1} и т. д. Последовательным приближением придем к равенству (75).

Поскольку значение H_p не должно зависеть от бокового расширения грунта, такой расчет правильнее производить при $\mu = 0$. Руководствуясь условием (75), формулой (72) и приняв

Значение коэффициента осадки $\omega_{ж}$ для жесткого фундамента

$\frac{H}{b}$	Круг	Прямоугольник с отношением сторон $K_{п} = l:b$						
		1	1,5	2	3	5	7	≥ 10
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,1	0,089	0,089	0,091	0,091	0,091	0,093	0,093	0,093
0,25	0,209	0,209	0,214	0,216	0,217	0,221	0,223	0,223
0,5	0,368	0,372	0,395	0,398	0,405	0,414	0,417	0,419
1,0	0,537	0,562	0,630	0,650	0,677	0,702	0,711	0,717
1,5	0,614	0,656	0,756	0,797	0,847	0,893	0,905	0,922
2,0	0,650	0,711	—	0,894	0,968	—	—	1,080
2,5	0,687	0,738	0,878	0,940	1,042	1,127	1,162	1,179
3,5	0,721	0,777	0,935	1,019	1,139	1,263	1,316	1,354
5,0	0,760	0,806	0,979	1,075	1,219	1,384	1,461	1,520
10	—	0,840	—	1,145	1,322	—	—	1,784
25	0,771	0,858	—	1,182	1,378	—	—	1,972
∞	0,789	0,873	1,082	1,210	1,422	1,713	1,904	2,109

при $\mu=0$ $A=1$, расчетную мощность сжимаемой толщи можно найти из выражения

$$H_p = 2A\omega_p b_y, \quad (76)$$

где A — коэффициент при $\mu=0$ $A=1,0$;

ω_p — коэффициент расчетной сжимаемой толщи, определяемый исходя из условия (75);

b_y — условная ширина подошвы фундамента, соответствующая случаю полной загрузки основания, т. е. при удовлетворении равенства (74), в см.

Значения произведения коэффициентов $2A\omega_p$ при $A=1$, найденные последовательным приближением, приведены в табл. 17.

Таблица 17

Круг	Значения $2A\omega_p$						
	Отношение сторон подошвы фундамента $l:b$						
	1	1,5	2	3	5	7	10
1,11	1,20	1,52	1,65	1,88	2,03	2,14	2,27

Необходимо остановиться на определении величины условной ширины подошвы фундамента b_y . Выше было сказано, что условие (75) принимается для простейшего случая, когда давление по подошве равно нормативному значению $R^н$. Если фактическое давление по подошве меньше, значит, размеры подошвы больше, чем необходимо по условию (75), поэтому, для

того чтобы использовать условие (75), надо найти такие размеры подошвы, при которых давление по подошве равнялось бы предельному значению $p_{д.п.}$, определяемому из выражения (74). В этом случае, руководствуясь формулой (см. стр. 36), найдем величину условной ширины фундамента:

ленточного

$$b_y = \frac{N_0^H}{l(R^H - \gamma_{ср}h_{ф})}; \quad (77)$$

прямоугольной формы в плане

$$b_y = \sqrt{\frac{N_0^H}{K_{п}(R^H - \gamma_{ср}h_{ф})}}, \quad (77a)$$

где N_0^H — нормативная нагрузка по обрезу фундамента в T ;

$\gamma_{ср}$ — средний объемный вес фундамента и грунта на ступах фундамента, обычно принимаемый в пределах 2,0—2,2 t/m^3 ; если фундамент не полностью обсыпан грунтом (при наличии подвалов), то $\gamma_{ср}$ принимается равным 1,8—1,9 t/m^3 ;

$h_{ф}$ — размер фундамента от обреза до подошвы в m ;

$K_{п}$ — соотношение сторон прямоугольной подошвы фундамента;

l — участок ленточного фундамента, в пределах которого определено значение нагрузки N_0^H в m .

Введением условной ширины подошвы фундамента в формулу (76) представляется возможным определять H_p с учетом неполной загрузки основания, когда $p_{д.п.} < R^H - \gamma_0 h$, т. е. когда не соблюдается условие (74). При полной загрузке основания, т. е. при соблюдении условия (74), b_y приблизительно равно b , поскольку $\gamma_0 h \approx \gamma_{ср} h_{ф}$.

Приняв значения $2A_{фр}$ по табл. 17 и определив b_y по формулам (77) или (77a) для случая однородного грунта легко найти расчетную мощность сжимаемой толщи H_p . Это дает возможность, пользуясь формулами (71), (72) и табл. 15 и 16, определить величину ожидаемой осадки фундамента.

Теперь сравним значения H_p , получаемые по формулам (76) и (77), с данными некоторых экспериментов. Согласно табл. 17, когда нагрузка по подошве штампа соответствует значению R^H , для круглых штампов $H_p = 1,11 b$, а для квадратных — 1,2 b .

В работе М. Г. Ефремова, П. А. Коновалова, В. В. Михеева [21] приведены результаты опытов № 3 и № 4. Для условий опыта № 3 (при $\varphi^H = 17^\circ 19'$ $c^H = 0,39$ $кГ/см^2$, $\gamma_0 = 1,9$ $т/м^3$, $b = d = 80$ $см$ и $h = 1,65$) по формуле (11) найдем $R^H = 2,9$ $кГ/см^2$. По данным статического испытания при давлении 3,0 $кГ/см^2$ грунт, расположенный на глубине более 1,11 $d = 89$ $см$

дал осадку 0,5 мм, что составляет около 5% общей осадки штампа. Найдем условную ширину подошвы при давлении 2 кг/см² по формуле (77а):

$$b_y = \frac{10000}{1(2,9 - 0,002 \cdot 165)} = 62 \text{ см.}$$

В этом случае $H_p = 78$ см. На глубине H_p при 2 кг/см² деформация не превышала 0,3 мм, что составляло 6% общей осадки.

Если аналогичные подсчеты произвести для условий опыта № 4 (при $\varphi^H = 32^\circ 38'$, $c^H = 0,01$ кг/см², $h = 665$ см), то получим $R^H = 8,5$ кг/см², в этом случае:

$$\begin{aligned} \text{при } p = 6 \text{ кг/см}^2 \quad H_p &= 81 \text{ см;} \\ \text{» } p = 4 \quad \text{»} \quad H_p &= 67 \text{ »;} \\ \text{» } p = 2 \quad \text{»} \quad H_p &= 47 \text{ ».} \end{aligned}$$

Во всех случаях осадки за пределами указанных глубин составляли 0,1—0,5 мм, что соответствовало 7—11% осадки штампа.

Анализируя данные опытов В. Н. Голубкова [8], проведенных на замоченном лёссе (при $b = 70,7$ см, $h = 200$ см, $\gamma_0 = 1,5$ т/м³, $\epsilon = 0,982 \div 1,116$, $W_p = 17 \div 19$), приняв по СНиП $\varphi^H = 17^\circ$ и $c^H = 0,19$, получим $R^H = 1,8$ кг/см². Произведя расчет по изложенной выше методике, получим значения H_p , которые сведены в табл. 18.

Т а б л и ц а 18

Значения H_p по расчету и по данным опытов В. Н. Голубкова

№ опыта	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Давление в кг/см ²	1,3	1,0	2,0	2,0	1,84	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	3,0	3,0	3,0
H_p по расчету в см	28	59	14	35	40	69	98	98	138	196	277	54	120	120
$H_{оп}$ по опытам в см	27	50	16,3	37	44	69,2	87	100	125	164	228	63	121	130
$\frac{H_p}{H_{оп}}$	1,04	1,18	0,86	0,95	0,91	1,0	1,13	0,98	1,10	1,20	1,22	0,86	0,99	0,92

Данные табл. 18 показывают, что расчетная сжимаемая толщина, найденная по формулам (76) и (77), имеет отклонения от фактической активной зоны при ширине квадратных штампов от 10 до 200 см и при напряжениях от 1 до 3 кг/см² не бо-

лее 22%. Эта неточность определения H_p может привести к отклонениям расчетного значения осадки не более 7%.

Таким образом, предлагаемая методика определения величины расчетной сжимаемой толщи подтверждается достаточно большим количеством опытов, проведенных различными исследователями.

Пример 12. Определить осадку ленточного фундамента при следующих данных: грунт на большую глубину — глина в пластичном состоянии с объемным весом $\gamma_0 = 1,85 \text{ т/м}^3$, модулем деформации $E = 160 \text{ кг/см}^2$, коэффициентом Пуассона $\mu = 0,35$; нормативное давление на грунт при заданных размерах фундамента $R_n = 29,4 \text{ Т/м}^2 = 2,94 \text{ кг/см}^2$; фундамент центрально загружен по обрезу нормативной нагрузкой $N_0^H = 500 \text{ Т}$ на участке по длине $l = 6,0 \text{ м}$; ширина подошвы фундамента принята по R_n и равна $b = 3,3 \text{ м}$; глубина заложения от природного рельефа $h = 1,0 \text{ м}$; высота фундамента от обреза до подошвы $h_\phi = 2,0 \text{ м}$ (на эту высоту фундамент обсыпается грунтом с обеих сторон).

1) Вычислим условную ширину подошвы, приняв $\gamma_{cp} = 2 \text{ т/м}^3$, по формуле (77):

$$b_y = \frac{N_0^H}{l(R_n - \gamma_{cp}h_\phi)} = \frac{500}{6,0(29,4 - 2,0 \cdot 2,0)} = 3,29 \text{ м.}$$

2) по табл. 17 для ленточного фундамента при $\frac{l}{b} > 10$ находим $2A\omega_p = 2,27$.

Тогда расчетная мощность сжимаемой толщи согласно формуле (76) будет

$$H_p = 2A\omega_p b_y = 2,27 \cdot 3,29 = 7,47 \text{ м.}$$

3) Приняв по табл. 15 значение $\beta_0 = 0,62$, вычислим коэффициент относительной сжимаемости

$$a_0 = \frac{\beta_0}{E} = \frac{0,62}{160} = 0,0039 \text{ см}^2/\text{кг.}$$

4) Найдем интенсивность уплотняющего давления

$$\begin{aligned} p_d &= \frac{N_0^H}{lb} + \gamma_{cp}h_\phi - \gamma_0 h = \frac{500}{6,0 \cdot 3,3} + 2,2 \cdot 2,0 - 1,85 \cdot 1,0 = \\ &= 27,3 \text{ Т/м}^2 = 2,73 \text{ кг/см}^2. \end{aligned}$$

5) Руководствуясь табл. 15 и 16 при $\frac{H_p}{b} = \frac{7,47}{3,30} = 2,26$, найдем $\omega_{ж} = 1,131$ и $A = 1,408$, затем по формуле (72) вычислим значение мощности эквивалентного слоя

$$H_s = A\omega_{ж}b = 1,408 \cdot 1,131 \cdot 3,30 = 5,26 \text{ м} = 526 \text{ см.}$$

6) Определим осадку фундамента по формуле (71):

$$S = H_s a_0 p_d = 526 \cdot 0,0039 \cdot 2,73 = 5,6 \text{ см.}$$

Пример 13. Определить осадку отдельного фундамента при следующих данных: грунт на большую глубину — песок средней крупности с объемным весом $\gamma_0 = 2,0 \text{ т/м}^3$, $a_0 = 0,004 \text{ см}^2/\text{кг}$, $\mu = 0,20$, $R_n = 67,1 \text{ Т/м}^2$; фундамент, имеющий размеры $h = h_\phi = 2,0 \text{ м}$ и $b = l = 4,1 \text{ м}$, загружен нормативной нагрузкой по обрезу $N_0^H = 1000 \text{ Т}$.

1) Примем $\gamma_{cp} = 2,2 \text{ т/м}^3$ и по формуле (77а) найдем

$$b_y = \sqrt{\frac{N_0^H}{k_n (R^H - \gamma_{cp} h_\phi)}} = \sqrt{\frac{1000}{1 \cdot (67,1 - 2,2 \cdot 2,0)}} = 3,99 \text{ м.}$$

2) По табл. 17 для $\frac{l}{b} = 1$ определим $2A\omega_p = 1,20$ и тогда по формуле (76) получим

$$H_p = 2A\omega_p b_y = 1,2 \cdot 3,99 = 4,79 \text{ м.}$$

3) Вычислим давление, под действием которого уплотняется грунт основания:

$$p_d = \frac{N_0^H}{lb} + \gamma_{cp} h_\phi - \gamma_0 h = \frac{1000}{4,1 \cdot 4,1} + 2,2 \cdot 2,0 - 2,0 \cdot 2,0 = 59 \text{ Т/м}^2 = 5,9 \text{ кг/см}^2.$$

4) По табл. 15 и 16 при $\frac{H_p}{b} = \frac{4,79}{4,1} = 1,17$ найдем $\omega_{ж} = 0,594$,

$A = 1,067$ и по формуле (72) вычислим

$$H_э = A\omega_{ж} b = 1,067 \cdot 0,594 \cdot 4,10 = 2,59 \text{ м} = 259 \text{ см.}$$

5) Определим осадку фундамента по формуле (71):

$$S = H_э a_0 p_d = 259 \cdot 0,004 \cdot 5,9 = 6,1 \text{ см.}$$

§ 3. РАСЧЕТ ОСАДКИ ФУНДАМЕНТА ПРИ СЛОИСТОМ НАПЛАСТОВАНИИ ГРУНТОВ

В случае слоистого напластования грунтов при расчете осадок до последнего времени пользовались двумя принципиально отличными методами: методом осреднения характеристики сжимаемости грунта Н. А. Цытовича [39] и методом суммирования деформаций отдельных слоев СНиП [33] и К. Е. Егорова [16].

Послойное суммирование резко увеличивает трудоемкость расчетов. Учитывая же относительно небольшую точность определения характеристик сжимаемости грунтов, допустимо приближенное их осреднение. Оно должно производиться с учетом мощности отдельных слоев и напряженного их состояния. В порядке первого приближения характеристику сжимаемости, т. е. средний коэффициент относительной сжимаемости a_{0m} , можно определить по методу, предложенному Н. А. Цытовичем [39] [см. формулу (61) и рис. 17]. Осреднение целесообразно произвести в пределах расчетной сжимаемости толщи (рис. 22).

При слоистом напластовании грунтов в пределах расчетной сжимаемой толщи следует рассматривать два случая.

Случай 1. Расчетная сжимаемая толщина меньше фактической мощности сжимаемых слоев грунта H_ϕ (рис. 22, а), т. е.

$$H_p \leq H_\phi. \quad (78)$$

Средний коэффициент относительной сжимаемости грунта в $см^2/кг$ в пределах мощности H_p может быть найден по формуле, аналогичной формуле (61):

$$a_{0m} = \frac{2}{H_p^2} \sum_{i=1}^n h_i a_{0i} z_i, \quad (79)$$

где h_i — мощность i -го слоя в пределах расчетной сжимаемой толщи грунтов в $см$;

a_{0i} — коэффициент относительной сжимаемости грунта i -го слоя в $см^2/кг$;

z_i — расстояние от нижней границы расчетной сжимаемой толщи до середины рассматриваемого i -го слоя в $см$;

H_p — расчетная сжимаемая толщина в $см$;

n — число слоев в пределах сжимаемой толщи.

Аналогично можно построить формулу для определения среднего значения модуля деформации грунта

$$E_m = \frac{2}{H_p} \sum_{i=1}^n h_i E_i z_i; \quad (79a)$$

здесь E_i — модуль деформации грунта i -го слоя в $кг/см^2$. Между a_{0m} и E_m существует зависимость:

$$E_m = \frac{\beta_{0m}}{a_{0m}}, \quad (80)$$

где β_{0m} — среднее значение коэффициента, зависящего от коэффициентов бокового расширения отдельных слоев грунта β_0 , определяемых по формуле (55).

В большинстве случаев величину β_{0m} достаточно определить исходя приблизительно из среднего значения коэффициента бокового расширения преобладающих слоев грунта, находящихся в пределах расчетной сжимаемой толщи.

При необходимости найти более точное значение β_{0m} , можно воспользоваться выражением, полученным из (80).

$$\beta_{0m} = \frac{E_m}{a_{0m}}. \quad (81)$$

Значения a_{0m} и E_m легко вычислить по формулам (79) и (79a). При расчете переход от величины E к a_0 или обратно для каждого слоя производится в соответствии с выражением (54), значения же β_0 принимаются по табл. 15. Это позволяет учитывать величину коэффициента бокового расширения каждого слоя, находящегося в пределах расчетной сжимаемой толщи.

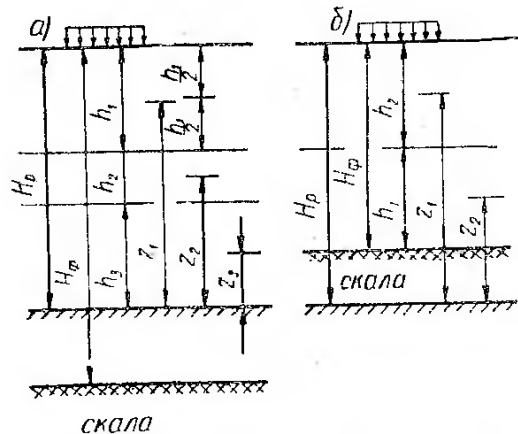


Рис. 22. Расчетные схемы для определения a_{0m}
а — при $H_p < H_\phi$; б — при $H_p > H_\phi$

Случай 2. Расчетная сжимаемая толща больше фактической толщи сжимаемых слоев грунта H_{ϕ} (рис. 22, б), т. е. $H_p > H_{\phi}$. В этом случае среднее значение коэффициента относительной сжимаемости определяется по формуле

$$a_{0m} = \frac{2}{(2H_p - H_{\phi}) H_{\phi}} \sum_{i=1}^n h_i a_{0i} z_i, \quad (82)$$

где H_{ϕ} — фактическая суммарная мощность сжимаемых слоев грунта в см.

Формула (82) получена аналогично формуле (79).

Можно было бы принять другое более сложное осреднение характеристики сжимаемости грунта. Однако в этом нет необходимости, так как характеристики деформативности грунта определяются экспериментальным путем довольно грубо.

Зная средний коэффициент относительной сжимаемости и руководствуясь выражением (71), легко найти осадку при слоистом напластовании грунтов по формуле

$$S = H_{\phi} a_{0m} p_d. \quad (83)$$

Эта формула отличается от выражения (71) только тем, что характеристика сжимаемости однородного грунта заменена средним коэффициентом относительной сжимаемости a_{0m} .

При определении H_{ϕ} также следует иметь в виду два рассмотренных выше случая.

В случае 1, когда $H_p \leq H_{\phi}$, мощность эквивалентного слоя H_{ϕ} определяется исходя из полученного значения расчетной сжимаемой толщи H_p .

В случае 2, когда $H_p > H_{\phi}$, за сжимаемую толщу при определении величины эквивалентного слоя H_{ϕ} следует принимать фактическую суммарную мощность сжимаемых слоев H_{ϕ} .

Если сжимаемая толща состоит из одного слоя грунта мощностью h_1 меньше H_p и подстилается несжимаемой породой, необходимо принять $a_{0m} = a_{01}$.

Рассмотрим вопрос об определении условной ширины подошвы фундамента b_y .

Анализируя формулу (76), отметим, что величина расчетной сжимаемой толщи H_p является функцией величины ω_p , зависящей от соотношения сторон подошвы фундамента и от величины b_y , в которую должны входить все факторы, не учтенные коэффициентом ω_p . К таким факторам относятся: ширина подошвы фундаментов; строительные качества грунта как несущего слоя, на который опирается фундамент, так и подстилающих слоев; степень загрузки грунтов основания по подошве фундамента, а также отмеченные ранее влияния собственного веса и плотности грунта.

Согласно выражениям (72), (76) и условию (75) b_y (условная ширина подошвы фундамента) в простейших случаях при полной загрузке основания и однородном грунте должна рав-

няться ширине подошвы рассчитываемого фундамента b . При неполной загрузке основания и слоистом напластовании с некоторым приближением можно принять

$$b_y = k_1 k_2 b, \quad (84)$$

где k_1 — коэффициент, учитывающий полноту загрузки основания;

k_2 — коэффициент, учитывающий слоистый характер напластования.

Коэффициент k_1 можно получить исходя из следующих соображений. При определении ширины подошвы фундаментов в первом приближении исходят из величины нормативного давления на грунт, определяемого по формуле (11). Предположим, что при давлении по подошве p^n (включая собственный вес фундамента и засыпки грунта), равном нормативному давлению грунта R^n , ширина подошвы фундамента составляет b_1 . Очевидно, этому значению ширины будет соответствовать определенная величина расчетной сжимаемой толщи. Если теперь по каким-либо причинам (например, по конструктивным соображениям) будет принята несколько большая ширина подошвы b_2 , то величина расчетной сжимаемой толщи не должна изменяться, так как общая величина нагрузки практически осталась неизменной. Поэтому целесообразно при нахождении b_y для ленточного фундамента определять поправочный коэффициент k_1 по формуле

$$k_1 = \frac{p_d}{R^n - \gamma_0 h}, \quad (85)$$

где p_d — фактическое дополнительное давление по подошве фундамента, под действием которого уплотняется грунт основания, устанавливаемое по формуле (60), в кг/см^2 ;

R^n — нормативное давление на грунт основания при ширине подошвы фундамента, соответствующей условию $p^n = R^n$ в кг/см^2 .

Для определения k_1 в случае отдельного фундамента при заданном соотношении между сторонами подошвы из правой части выражения (85) необходимо извлечь квадратный корень, поскольку при изменении ширины подошвы фундамента и сохранении определенного соотношения сторон (например, квадратная подошва) площадь подошвы изменяется в квадрате изменения размера ширины.

Значение коэффициента k_2 зависит от особенностей слоистого напластования грунтов. В большинстве случаев величина нормативного давления на грунт R^n определяется для несущего слоя грунта, который залегает непосредственно под подошвой фундамента. Если под этим слоем в пределах сжимаемой толщи расположен более плотный грунт с меньшей

сжимаемостью и, конечно, с большим значением R^H , то на величину расчетной сжимаемой толщи должно сказаться наличие подстилающего слоя грунта, обладающего более высокими строительными качествами. Поскольку, как правило, менее сжимаемые грунты обладают при тех же размерах фундамента большими значениями нормативного давления на грунт, целесообразно в порядке первого приближения считать величину k_2 зависящей от отношения $\frac{a_{0m}}{a_{01}}$, для которого определяется R^H .

На основании сказанного для ленточного фундамента величину коэффициента k_2 можно определять из выражения

$$k_2 = \frac{a_{0m}}{a_{01}}. \quad (86)$$

Как и ранее, для отдельного фундамента из этой дроби необходимо извлечь квадратный корень.

Подставляя значения k_1 и k_2 в выражение (84), получим формулу для определения условной ширины подошвы: для ленточного фундамента

$$b_y = b \frac{p_d}{R^H - \gamma_0 h} \cdot \frac{a_{0m}}{a_{01}}; \quad (87)$$

отдельного прямоугольного фундамента

$$b_y = b \sqrt{\frac{p_d}{R^H - \gamma_0 h}} \cdot \sqrt{\frac{a_{0m}}{a_{01}}}, \quad (88)$$

где b — принятая ширина подошвы фундамента в см;
 a_{01} — коэффициент относительной сжимаемости первого слоя под подошвой фундамента в $\text{см}^2/\text{кг}$.

Величина b_y входит в формулу (76), по которой определяется расчетная сжимаемая толщина. При больших значениях b_y будет больше и H_p . Следовательно, если $a_{0m} < a_{01}$, т. е. несущий слой грунта подстилается менее сжимаемыми слоями, то расчетная сжимаемая толщина будет меньше. Наоборот, когда в толще основания встречаются слои, обладающие большей сжимаемостью, чем несущий, H_p будет больше.

Рассмотренное положение особенно отражается при расчетах широких фундаментов типа плит. Вследствие большой ширины фундамента напряженная зона распространяется на значительную глубину. Однако вследствие малой сжимаемости грунтов на этих глубинах величина k_2 получается существенно меньше единицы, что приводит к значительному уменьшению расчетной сжимаемой толщи.

Влияние подстилающих слоев на величину активной зоны должно быть тщательно проверено путем наблюдений за деформацией грунтов слоистых напластований в основании возводи-

мых сооружений. В настоящее время можно лишь сослаться на опыты А. П. Почасовца [27], детально освещенные им в диссертации.

Необходимо отметить, что при определении коэффициентов k_1 и k_2 по формулам (85) и (86) надежные результаты получаются только тогда, когда:

несущий слой грунта, залегающий непосредственно под подошвой фундамента, имеет мощность более $0,5 b$, где b — ширина подошвы фундамента, соответствующая напряжению по подошве, равному нормативному давлению R^n ;

подстилающие слои грунта обладают сжимаемостью, которая отличается от сжимаемости несущего слоя в большую и меньшую сторону не более чем в 5 раз.

Если же в пределах глубины $0,5 b$ ниже подошвы фундамента залегают несколько слоев грунта с различными значениями R^n и характеристиками сжимаемости a_0 , то можно определить средневзвешенные значения R^n , a_0 (в пределах глубины $0,5 b$) и подставить их в формулы (85) и (86) в качестве R^n и a_{01} . В этом случае при определении значений R^n для каждого из слоев в формулу (11) подставляются единые значения принятой глубины заложения фундамента h и ширины подошвы фундамента b , соответствующей напряжению по подошве, равному нормативному давлению на грунт первого слоя.

Поскольку a_{0m} является функцией H_p , величина которого зависит от b_y , а следовательно, и от a_{0m} , задача может быть решена последовательным приближением. При решении практических задач величины a_{0m} , H_p и b_y целесообразно определять, используя линейную интерполяцию. Для этого задаются двумя значениями сжимаемых толщ, из которых H_1 должно быть меньше, а H_2 больше искомого значения H_p , т. е.

$$H_1 \leq H_p \leq H_2. \quad (89)$$

Затем для значений сжимаемых толщ H_1 и H_2 по формуле (79) находят

$$\left. \begin{aligned} a_{0m1} &= \frac{2}{H_1^2} \sum_{i=1}^n h_{i1} a_{0i} z_{i1}; \\ a_{0m2} &= \frac{2}{H_2^2} \sum_{i=1}^n h_{i2} a_{0i} z_{i2}, \end{aligned} \right\} \quad (90)$$

где h_i — мощность i -го слоя в пределах соответствующей сжимаемой толщи (в первом случае H_1 и во втором — H_2) в см;

z_i — расстояние от нижней границы сжимаемой толщи (в первом случае находящейся на глубине H_1 и во втором — H_2) до середины i -го слоя (рис. 23) в см.

Подставив полученные значения a_{0m1} и a_{0m2} в формулы (87) и (88), найдем:

для ленточного фундамента

$$\left. \begin{aligned} b_{y1} &= b \frac{p_d}{R^H - \gamma_0 h} \cdot \frac{a_{0m1}}{a_{01}}; \\ b_{y2} &= b \frac{p_d}{R^H - \gamma_0 h} \cdot \frac{a_{0m2}}{a_{01}}; \end{aligned} \right\} \quad (91)$$

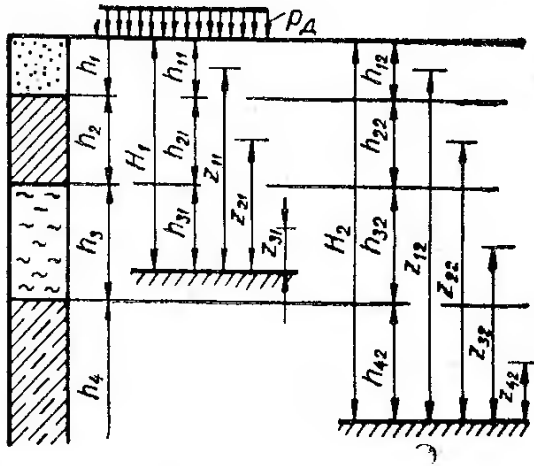


Рис. 23. Расчетная схема для определения h_i и z_i при сжимаемых толщах H_1 и H_2

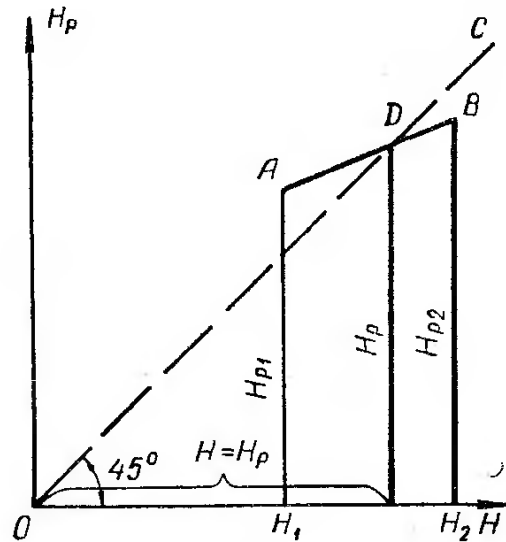


Рис. 24. График интерполяции для нахождения H_p

для отдельного фундамента

$$\left. \begin{aligned} b_{y1} &= b \sqrt{\frac{p_d}{R^H - \gamma_0 h}} \cdot \sqrt{\frac{a_{0m1}}{a_{01}}}; \\ b_{y2} &= b \sqrt{\frac{p_d}{R^H - \gamma_0 h}} \cdot \sqrt{\frac{a_{0m2}}{a_{01}}}. \end{aligned} \right\} \quad (92)$$

В соответствии с формулой (76) определим значения расчетной сжимаемой толщи для двух случаев, соответствующих значениям H_1 и H_2 и полученным величинам b_{y1} и b_{y2} :

$$\left. \begin{aligned} H_{p1} &= 2\omega_{ж1} b_{y1}; \\ H_{p2} &= 2\omega_{ж2} b_{y2}. \end{aligned} \right\} \quad (93)$$

В формулах (93) $\omega_{ж1}$ и $\omega_{ж2}$ — коэффициенты осадки, принимаемые по табл. 16 в зависимости от соотношения сторон подошвы фундамента и отношений $H_1 : b_{y1}$ и $H_2 : b_{y2}$; цифра 2 — значение коэффициента $2A$ при $\mu = 0$.

Зная H_{p1} и H_{p2} , путем линейной интерполяции будем искать такое значение H_p , которое равнялось бы соответствующему

значению H , т. е. соблюдалось бы условие $H_p = H$. Исходя из этого положения, получим

$$H_p = \frac{H_{p1}(H_2 - H_1) - H_1(H_{p2} - H_{p1})}{(H_2 - H_1) - (H_{p2} - H_{p1})}. \quad (94)$$

Для наглядности на рис. 24 изображен график проводимой интерполяции. Координата точки D на пересечении линий AB и OC соответствует значению H_p .

Анализируя график (рис. 24), полезно обратить внимание, что интерполяцию можно проводить только тогда, когда $H_{p1} > H_1$ и $H_{p2} < H_2$. При указанном условии линия AB пересечется с линией OC . Абсцисса точки пересечения и будет искомым значением H_p . Если обе величины H_{p1} и H_{p2} будут больше или меньше соответствующих значений H_1 и H_2 , то условие (89) не будет удовлетворено. Следовательно, необходимо принять либо меньшие, либо большие значения H_1 и H_2 и для них повторно определить a_{0m1} , a_{0m2} , b_{y1} , b_{y2} , H_{p1} , H_{p2} .

После нахождения величины H_p , которую округляют с точностью до 10 см, по формулам (79) или (82) легко найти коэффициент относительной сжимаемости a_{0m} , соответствующий найденной величине расчетной сжимаемой толщи.

Мощность эквивалентного слоя определяют по формуле

$$H_э = A \omega_{ж} b, \quad (95)$$

где $\omega_{ж}$ — коэффициент осадки, принимаемый по табл. 16 в зависимости от соотношения сторон подошвы фундамента $l:b$ и отношения $H_p:b$ для первого случая (см. стр. 92) и $H_{ф}:b$ — для второго случая, где $H_{ф}$ — расстояние от подошвы до несжимаемой породы (рис. 22);

A — коэффициент, принимаемый по табл. 15 в зависимости от величины μ , зависящей от характера преобладающего грунта в пределах толщи H_p или $H_{ф}$;

b — фактическая ширина подошвы фундамента.

Зная $H_э$, по формуле (83) определяют осадку.

Для второго случая, когда фактическая толщина сжимаемых грунтов $H_{ф}$ меньше расчетной H_p , определение величины H_p производится по тем же формулам, включая вычисление значений a_{0m1} и a_{0m2} по формулам (90). Если величины H_1 или H_2 меньше фактической толщи сжимаемых грунтов $H_{ф}$, то величину коэффициента относительной сжимаемости несжимаемого грунта берут равным нулю. Величины $\omega_{ж1}$ и $\omega_{ж2}$ принимаются также в зависимости от соотношений $H_1:b_{y1}$ и $H_2:b_{y1}$. Однако при вычислении мощности эквивалентного слоя значение $\omega_{ж}$ определяется в зависимости от отношения суммарной фактической толщины сжимаемых слоев $H_{ф}$ к ширине подошвы b ($H_{ф}:b$), а для вычисления осадки по формуле (83) необходимо найти a_{0m} из выражения (82).

Если размеры подошвы фундамента выбраны исходя из нормативного давления на грунт основания и соблюдаются указанные выше условия для определения k_1 и k_2 , рекомендуется нижеуказанная последовательность расчета.

1) Вычисляем по формуле (60) интенсивность давления по подошве фундамента, под действием которого уплотняется грунт основания.

2) Определяем значения коэффициентов относительной сжимаемости для каждого слоя грунта.

3) Задаемся двумя значениями сжимаемой толщи H_1 и H_2 в соответствии с условием (89) и находим коэффициенты относительной сжимаемости грунта по формулам (90). Значение N_p для квадратного фундамента приблизительно составляет около 1,2—1,5 ширин подошвы, а для ленточного — 2—3 ширины.

4) Для двух принятых мощностей сжимаемых толщ H_1 и H_2 определяем значения условных ширин подошвы фундамента b_{y1} и b_{y2} по формулам (91) или (92).

5) По формулам (93) вычисляем значения N_{p1} и N_{p2} .

6) Определяем величину N_p по формуле (94) и проверяем условие (89); если оно не выполнено, то задаемся еще раз H_1 или H_2 и повторяем расчет.

7) Вычисляем средний коэффициент относительной сжимаемости a_{0m} по формулам (79) или (82) для данного значения N_p .

8) Находим величину N_s по формуле (95), руководствуясь табл. 16.

9) Вычисляем искомую осадку по формуле (83).

Пример 14. Определить осадку квадратного фундамента колонны при следующих условиях: $R^n = 2,46 \text{ кг/см}^2$, размеры подошвы $l \times b = 300 \times 300 \text{ см}$, глубина заложения $h = 200 \text{ см}$, объемный вес засыпки $\gamma_0 = 0,0018 \text{ кг/см}^3$, фактическое давление по подошве $p^n = 2,36 \text{ кг/см}^2$; напластование грунтов — несущий слой суглинка мощностью 240 см с модулем деформации $E_1 = 100 \text{ кг/см}^2$; затем слой глины мощностью более 15 м с $E_2 = 50 \text{ кг/см}^2$ (рис. 25).

1) Определяем давление p_d , под действием которого уплотняются грунты основания, по формуле (60):

$$p_d = p^n - \gamma_0 h = 2,36 - 0,0018 \cdot 200 = 2,0 \text{ кг/см}^2.$$

2) Вычисляем значения коэффициентов относительной сжимаемости для каждого слоя, приняв $\beta_0 = 0,62$, т. е. $\mu = 0,35$:

$$a_{01} = \frac{\beta_0}{E_1} = \frac{0,62}{100} = 0,0062 \text{ см}^2/\text{кг};$$

$$a_{02} = \frac{\beta_0}{E_2} = \frac{0,62}{50} = 0,0124 \text{ см}^2/\text{кг}.$$

3) Задаемся $H_1 = 300 \text{ см}$, $H_2 = 500 \text{ см}$ и определяем по формулам (90) коэффициенты относительной сжимаемости с учетом рис. 25:

$$a_{0m1} = \frac{2}{300^2} (240 \cdot 0,0062 \cdot 180 + 60 \cdot 0,0124 \cdot 30) = 0,0064 \text{ см}^2/\text{кг}.$$

$$a_{0m2} = \frac{2}{500^2} (240 \cdot 0,0062 \cdot 380 + 260 \cdot 0,0124 \cdot 130) = 0,0079 \text{ см}^2/\text{кг}.$$

4) Затем по формулам (92) вычисляем условную ширину фундамента для двух случаев:

$$b_{y1} = 300 \sqrt{\frac{2,0}{2,46 - 0,0018 \cdot 200}} \cdot \sqrt{\frac{0,0064}{0,0062}} = 299 \text{ см.}$$

$$b_{y2} = 300 \sqrt{\frac{2,0}{2,46 - 0,0018 \cdot 200}} \cdot \sqrt{\frac{0,0079}{0,0062}} = 330 \text{ см.}$$

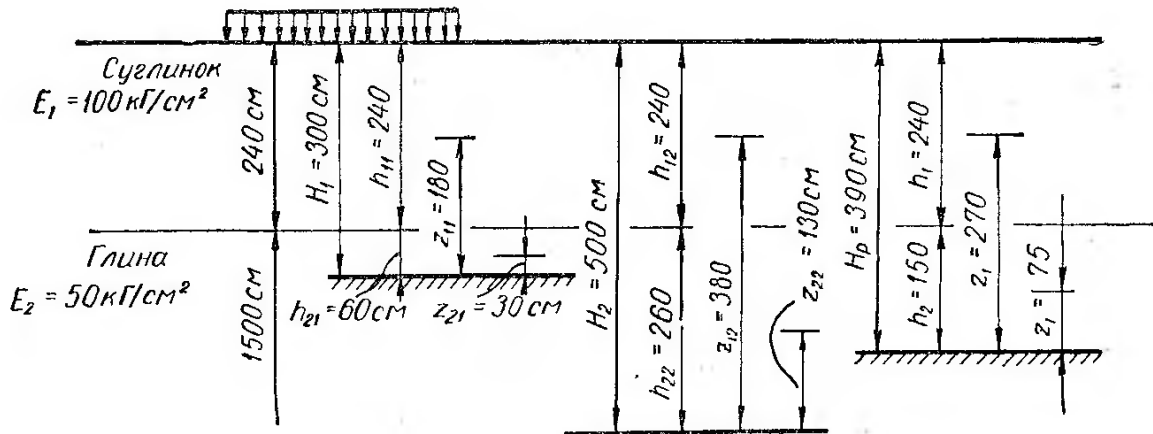


Рис. 25. Расчетная схема к примеру 14

5) По табл. 16, учитывая $l : b = 1$, находим

при

$$\frac{H_1}{b_{y1}} = \frac{300}{299} = 1,00 \quad \omega_{ж1} = 0,562;$$

при

$$\frac{H_2}{b_{y2}} = \frac{500}{330} = 1,51 \quad \omega_{ж2} = 0,657$$

и по формулам (93) вычисляем значения:

$$H_{p1} = 2,0 \cdot 0,562 \cdot 299 = 336 \text{ см};$$

$$H_{p2} = 2,0 \cdot 0,657 \cdot 330 = 434 \text{ см.}$$

6) Производя интерполяцию, по формуле (94) получаем

$$H_p = \frac{336(500 - 300) - 300(434 - 336)}{(500 - 300) - (434 - 336)} = 386 \text{ см.}$$

Условие (89) выполнено: $300 < 386 < 500$.

Принимаем $H_p = 390 \text{ см}$.

7) По формуле (78) определяем

$$a_{0m} = \frac{2}{390^2} \cdot (240 \cdot 0,0062 \cdot 270 + 150 \cdot 0,0124 \cdot 75) = 0,0071 \text{ см}^2/\text{кг}.$$

8) По табл. 16 для $\frac{H_p}{b} = \frac{386}{300} = 1,3$ находим $\omega_m = 0,618$ и по формуле (95)

вычисляем мощность эквивалентного слоя, приняв по табл. 15 значение $A = 1,41$ (при $\mu = 0,35$):

$$H_3 = 1,41 \cdot 0,618 \cdot 300 = 262 \text{ см.}$$

9) Затем по формуле (83) определяем величину осадки

$$S = H_3 a_{0m} p_d = 262 \cdot 0,0071 \cdot 2,0 = 3,7 \text{ см.}$$

В примерах 7, 10, 11 и 14 для расчетов были приняты одинаковые исходные данные, поэтому любопытно проанализировать полученные результаты. Выпишем значения сжимаемой толщи и величины осадки:

Показатели	Пример 7	Пример 10	Пример 11	Пример 14
Сжимаемая толщина в см	540	$2h_s = 744$	540	$H_p = 386$
Осадка фундамента в см	5,3	6,7	5,0	3,7

По величине сжимаемой толщи ближе всего к экспериментальным данным результаты, полученные в примере 14. При экспериментировании с опытными штампами величина сжимаемой толщи (активная зона) чаще всего незначительно превышает размеры штампа в плане. В примерах 7 и 11 она составила 1,8 ширины фундамента, в примере 10 равнялась 2,48, а в примере 14 — только 1,29 ширины фундамента. Если бы подстилающий (второй) слой грунта не обладал сжимаемостью больше сжимаемости несущего (первого) слоя, то H_p был бы меньше 1,2 ширины подошвы фундамента (см. пример 13).

Таким образом, результаты расчета мощности сжимаемой толщи методом суммирования и методом эквивалентного слоя относительно далеки от результатов наблюдений.

Если бы в примере 7 при определении осадок методом суммирования учитывалось ограниченное боковое расширение грунта при $\mu = 0,35$ в соответствии с величиной $\beta_0 = 0,62$, то величина осадки по этому методу была бы 4,1 см, т. е. относительно близкой к результатам примера 14. В этом случае большая величина осадки, полученной методом суммирования, объясняется лишь учетом большей сжимаемой толщи, величина которой экспериментально не подтверждается.

Пример 15. Определить осадку ленточного фундамента наружной стены здания при следующих данных: ширина подошвы фундамента $b = 2,8$ м, глубина заложения $h = 2,0$ м, напряжения по подошве фундаментов $p^H = 1,74$ кг/см², объемный вес грунта в пределах высоты фундамента $\gamma_0 = 1,7$ т/м³; нормативное давление на грунт при указанной ширине $R^H = 1,84$ кг/см²; напластование грунтов: I — слой супеси мощностью 2,0 м с коэффициентом относительной сжимаемости $a_{01} = 0,01$ см²/кг, II — слой песка мощностью 1,0 м с $a_{02} = 0,004$ см²/кг, затем несжимаемая скальная порода (см. рис. 26).

1) Вычисляем интенсивность уплотняющего давления по формуле (60):

$$p_d = p^H - \gamma_0 h = 1,74 - 0,0017 \cdot 200 = 1,4 \text{ кг/см}^2.$$

2) Задаемся значениями сжимаемой толщи в соответствии с условием (89). Для этого оцениваем ориентировочную величину H_p по формуле (76) и табл. 17:

$$H_p \approx 2,27 \cdot 2,8 = 6,35 \text{ м.}$$

Однако, учитывая резкое уменьшение сжимаемости грунтов с глубиной, принимаем $H_1 = 300 \text{ см}$, $H_2 = 500 \text{ см}$.

3) Находим коэффициенты относительной сжимаемости грунта для толщи H_1 и H_2 по формулам (90) согласно рис. 26:

$$a_{от1} = \frac{2}{300^2} (200 \cdot 0,01 \cdot 200 + 100 \cdot 0,004 \cdot 50) = 0,0093 \text{ см}^2/\text{кг};$$

$$a_{от2} = \frac{2}{500^2} (200 \cdot 0,01 \cdot 400 + 100 \cdot 0,004 \cdot 250) = 0,0072 \text{ см}^2/\text{кг}.$$

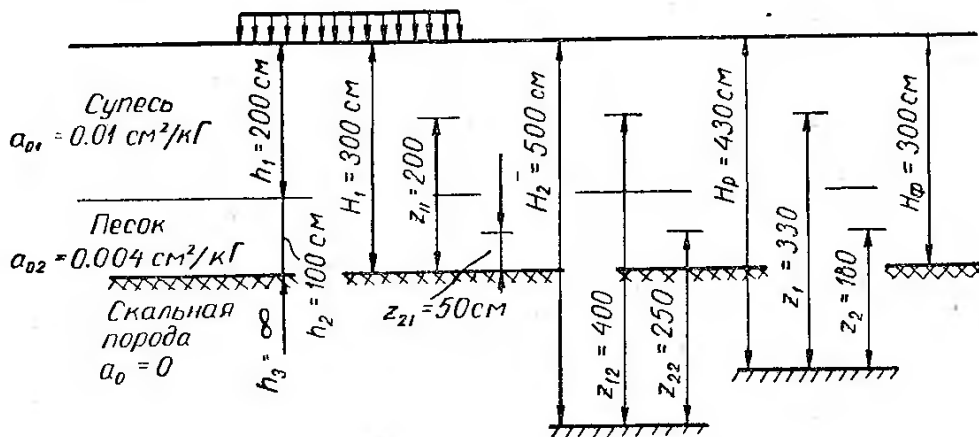


Рис. 26. Расчетная схема к примеру 15

4) Определяем b_{y1} и b_{y2} по формулам (91):

$$b_{y1} = 280 \frac{1,40}{1,84 - 0,0017 \cdot 200} \cdot \frac{0,0093}{0,01} = 243,0 \text{ см};$$

$$b_{y2} = 280 \frac{1,40}{1,84 - 0,0017 \cdot 200} \cdot \frac{0,0072}{0,01} = 188,1 \text{ см}.$$

5) По формулам (93) вычисляем значения H_{p1} и H_{p2} , найдя величины $\omega_{ж1}$ и $\omega_{ж2}$ по табл. 16:

при

$$\frac{H_1}{b_{y1}} = \frac{300}{243} = 1,23 \quad \omega_{ж1} = 0,811;$$

при

$$\frac{H_2}{b_{y2}} = \frac{500}{188,1} = 2,66 \quad \omega_{ж2} = 1,193;$$

$$H_{p1} = 2,0 \cdot 0,811 \cdot 243 = 394 \text{ см};$$

$$H_{p2} = 2,0 \cdot 1,193 \cdot 188,1 = 449 \text{ см}.$$

6) Определяем интерполяцией величину H_p по формуле (94):

$$H_p = \frac{394 (500 - 300) - 300 (449 - 394)}{(500 - 300) - (449 - 394)} = 430 \text{ см}.$$

Условие (89) удовлетворено, так как $300 < 430 < 500$.

7) Вычисляем средний коэффициент относительной сжимаемости по формуле (82) при $H_p = 430$ см и $H_\phi = 300$ см:

$$a_{от} = \frac{2}{(2 \cdot 430 - 300) \cdot 300} (200 \cdot 0,01 \cdot 330 + 100 \cdot 0,004 \cdot 180) = 0,0075 \text{ см}^2/\text{кг}.$$

8) Находим величину $H_э$ по формуле (95). Предварительно по табл. 16 при $H_\phi = 300$ см определяем:

при $\frac{H_\phi}{b} = \frac{300}{280} = 1,071$ $\omega_{ж} = 0,746$, а при $\mu = 0,25$, $A = 1,125$.

$$H_э = A \omega_{ж} b = 1,125 \cdot 0,746 \cdot 280 = 235 \text{ см}.$$

9) Вычисляем осадку по формуле (83):

$$S = H_э a_{от} p_d = 235 \cdot 0,0075 \cdot 1,4 = 2,5 \text{ см}.$$

Следует отметить, что при наличии в основании подстилающих грунтов, обладающих сжимаемостью меньше, чем сжимаемость несущего слоя, существенно уменьшаются величины b_y и H_p .

§ 4. РАСЧЕТ ОСАДКИ ФУНДАМЕНТА С УЧЕТОМ ЗАГРУЖЕНИЯ СОСЕДНИХ ФУНДАМЕНТОВ И ПЛОЩАДЕЙ

Расчет осадки с учетом загрузки соседних фундаментов или площадей методом суммирования очень громоздок (см. пример 8) и часто приводит к заниженным значениям. По методу эквивалентного слоя получаются завышенные величины осадки. Оба эти метода не дают рекомендаций, загрузка каких фундаментов следует учитывать в расчете и чем можно пренебречь. Указания СНиП II-Б.1-62* об учете загрузки соседних фундаментов с большими оговорками можно использовать лишь в частных случаях, когда напряжение по подошве составляет $1-3 \text{ кг/см}^2$ и когда загружен только один соседний фундамент, расположенный вблизи проектируемого. Метод же *ограниченной сжимаемой толщи весьма перспективен* при использовании его для практических расчетов.

Ранее было показано, что расчетная мощность сжимаемой толщи является функцией размеров подошвы самого фундамента, а следовательно, свойств грунта (нормативного давления R^H) и зависит от отношения интенсивности давления по подошве фундамента к нормативному давлению на грунт основания и от отношения среднего коэффициента относительной сжимаемости к величине коэффициента относительной сжимаемости несущего слоя. Теперь же возникает необходимость при определении расчетной сжимаемой толщи дополнительно учесть загрузку соседних фундаментов. Очевидно, такой учет должен привести к ее увеличению.

Сначала рассмотрим влияние на осадку проектируемого фундамента равномерно распределенной нагрузки, приложенной в пределах кольца B , имеющего ширину $\Delta R = R_2 - R_1$ (рис. 27). Пусть центр кольца совпадает с центром тяжести подошвы рассматриваемого фундамента A . В таком случае осадка фундамента A может быть представлена:

$$S = S_{\text{ф}} + S_{\text{к}}. \quad (96)$$

В приведенной формуле $S_{\text{ф}}$ — осадка от загрузжения фундамента A ; $S_{\text{к}}$ — осадка центральной точки, расположенной на поверхности основания от загрузжения кольца B .

Так как напряжения в массиве грунта суммируются, расчетная мощность сжимаемой толщи будет зависеть от загрузжения обеих площадей A и B .

Согласно (83) можно написать:

$$S_{\text{ф}} = H_{\text{эф}} a_{0m} p_{\text{д}};$$

$$S_{\text{к}} = H_{\text{э2}} a_{0m} p_{\text{к}} - H_{\text{э1}} a_{0m} p_{\text{к}},$$

где $H_{\text{эф}}$ — мощность эквивалентного слоя, соответствующая загрузжению фундамента A , в см;

$H_{\text{э1}}$ и $H_{\text{э2}}$ — то же, при загрузжении круглых площадей соответственно радиусов R_1 и R_2 ;

$p_{\text{д}}$ — интенсивность давления по подошве фундамента A , под действием которого уплотняется грунт основания, в кг/см^2 ;

$p_{\text{к}}$ — то же, по площади кольца B ;

a_{0m} — средний коэффициент относительной сжимаемости грунта суммарной сжимаемой толщи, соответствующий загрузжению фундамента A и площади круга B и определяемой по формуле (79) или (98).

Обозначим отношение нагрузок:

$$\frac{p_{\text{к}}}{p_{\text{д}}} = K_{\text{н}},$$

тогда

$$p_{\text{к}} = K_{\text{н}} p_{\text{д}}.$$

Подставив значения $S_{\text{ф}}$ и $S_{\text{к}}$ в выражение (96) и выразив $p_{\text{к}}$ через $p_{\text{д}}$, получим величину осадки фундамента A с учетом загрузжения кольцевой площади B :

$$S = [H_{\text{эф}} + (H_{\text{э2}} - H_{\text{э1}}) K_{\text{н}}] a_{0m} p_{\text{д}}.$$

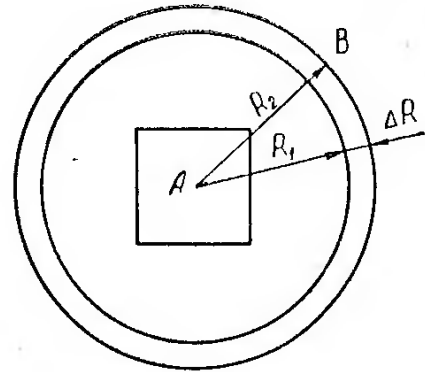


Рис. 27. План площадей загрузжения

Подставив в это выражение значение осадки по формуле (83), найдем суммарную величину эквивалентного слоя:

$$H_э = H_{эф} + (H_{э2} - H_{э1}) K_H. \quad (97)$$

Второй член суммы учитывает загрузку площади кольца B .

Теперь разобьем кольцо на n_0 равных частей, тогда увеличение мощности эквивалентного слоя ($\Delta H_э$) от загрузки каждой такой части можно с некоторым допущением представить в виде

$$\Delta H_э = \frac{H_{э2} - H_{э1}}{n_0}.$$

Если загружено n частей кольца B , то выражение (97) приобретает вид:

$$H_э = H_{эф} + n\Delta H_э K_H. \quad (98)$$

Определение мощности эквивалентного слоя для кольцевых площадей загрузки $H_{э2} - H_{э1}$ и, следовательно, для долей кольца $\Delta H_э$ можно произвести по формуле, полученной К. Е. Егоровым [18] на основе аппроксимации, предложенной С. Е. Бирманом [3]:

$$\omega_{ц} = \sum_{i=0}^4 B_i \left[\sqrt{A_i^2 m^2 + 1} - A_i m \right], \quad (99)$$

где m — отношение мощности сжимаемой толщи H к радиусу R ; A_i, B_i — коэффициенты, аппроксимирующие искомую функцию.

Численные значения этих коэффициентов по С. Е. Бирману представлены в табл. 19.

Таблица 19

Коэффициенты A_i и B_i при изменении i от 0 до 4

i коэффициенты	0	1	2	3	4
A_i	0	0,8	1,4	2,0	2,6
B_i	1	0,426	-6,051	7,395	-2,770

Взяв по табл. 19 значения A_i и B_i , можно при определенных величинах H и R вычислить $\omega_{ц}$ и, следовательно, определить в центре круга осадку от действия нагрузки, приложенной в пределах круга с радиусом R , по формуле (70) или по преобразованным формулам (71) и (72). Если такие расчеты произвести при двух значениях радиусов R_1 и R_2 , при этом нагрузку в пределах круга радиуса R_1 приложить в направлении, противоположном нагрузке в пределах круга радиуса R_2 , то получим осадку центральной точки от загрузки кольцевой площади.

Согласно формуле (71) осадка при постоянных значениях a_0 и p_d зависит только от H_3 . Величина H_3 , в свою очередь, меняется в зависимости от произведения размера площади загрузки b (или R) и величины ω , которая в нашем случае равна разности $\omega_{ц2} - \omega_{ц1}$. Таким образом, при загрузке кольцевой площади мощность эквивалентного слоя $H_{эк}$ является функцией произведения двух переменных $\omega_{ц} = \omega_{ц2} - \omega_{ц1}$ и ширины кольца $\Delta R = R_2 - R_1$.

В свою очередь, $\omega_{ц2}$ и $\omega_{ц1}$ являются функциями соответственно отношений $\frac{H}{R_2}$ и $\frac{H}{R_1}$.

Зная R_1 и R_2 при определенном значении H , руководствуясь выражением (99), можно определить мощность эквивалентного слоя для кольцевого нагружения, т. е. $H_{32} - H_{31}$. Можно также, наоборот, задаться постоянным значением $H_{32} - H_{31}$ и по нему находить значение $\Delta R = R_2 - R_1$.

Приняв $H_{32} - H_{31} = 80$ см и $R_{1.1} = 0$, найдем методом последовательного приближения для данной сжимаемой толщи H , например $H = 5$ м, величину $R_{2.1}$. Это будет первое кольцо (круг) нагружения. При втором решении примем в качестве меньшего радиуса $R_{1.2}$ ранее полученное значение $R_{2.1}$, т. е. $R_{1.2} = R_{2.1}$, и при той же разности $H_{32} - H_{31} = 80$ см найдем значение большего радиуса второго кольца $R_{2.2}$. Повторяя такого рода расчеты, каждый раз будем принимать значение меньшего радиуса $R_{1.i}$ равным величине большего радиуса предшествующего кольца $R_{2.i-1}$. По мере увеличения $R_{1.i}$ ширина колец ΔR увеличивается. Наконец, при некотором значении $R_{1.i}$ величина $R_{2.i}$ получается отрицательной (обычно при $R_{1.i} \geq H$). Это свидетельствует о том, что принятая аппроксимация, на основании которой получена формула (99), не обеспечивает правильности решения задачи при относительно больших значениях R_1 . Поскольку с увеличением R_1 разность $R_2 - R_1$ увеличивается, причем особенно интенсивно, когда величина R_1 приблизительно равна H , можно считать, что влияние нагружения площадей, удаленных от центра колец на величину последнего радиуса R_2 , полученную по формуле (99), незначительно и им можно пренебречь.

Проведем теперь из одного центра окружности всеми найденными значениями радиусов $R_{2.1}, R_{2.2}, R_{2.i}, R_{2.n}$, тем самым получим систему колец, нагружение каждого из которых приведет к увеличению мощности эквивалентного слоя на 80 см.

Полученную систему концентрических колец разделим лучами, исходящими из их центра, на 40 равных частей (долей). В этом случае нагружение каждой такой доли кольца нагрузкой определенной интенсивности будет приводить к увеличению мощности эквивалентного слоя на 2 см.

Таким образом, система указанных колец и лучей образует расчетный график, состоящий из долей колец, загрузка каждой

из которых приводит к увеличению мощности эквивалентного слоя на 2 см.

Если при наличии такого графика требуется определить влияние загрузения какого-либо соседнего фундамента на осадку рассчитываемого, то достаточно наложить план подошвы фундаментов на этот график, совместив центр рассматриваемого фундамента с центром концентрических колец, и подсчитать количество долей колец в пределах контура соседнего фундамента. При этом, конечно, график и план подошвы фундаментов должны быть вычерчены в одном и том же масштабе.

К недостаткам использования таких графиков следует отнести то, что большое количество долей колец графиков будут делиться контуром соседнего фундамента на две части. При загрузке не всей доли кольца необходимо визуально оценивать, какая часть доли загружена (находится в пределах контура соседнего фундамента) и какая не загружена. Такая оценка не всегда объективна и довольно трудоемка, поэтому с целью упрощения расчета можно ограничиться подсчетом количества центров тяжести долей кольцевых площадок, тем более, что количество таких долей загрузения обычно бывает достаточно большим. Это упрощение несколько понижает точность расчета, однако оно вполне допустимо при практических расчетах осадок фундаментов.

Исходя из геометрических размеров долей колец, нетрудно определить положение центров тяжести этих фигур и найти расстояния от них до центра колец. Центры тяжести долей i -го кольца располагаются на одной окружности, имеющей радиус r_i .

Вычислив r для всех колец загрузения, построим кольцевые графики для сжимаемой толщи H , равной 5, 7, 10, 15, 20 и 30 м (см. приложение). Указанные вычисления произведены при коэффициенте бокового расширения грунта $\mu=0,27$, что соответствует $\beta=0,8$. Значения r приведены в табл. 20. Для других величин μ необходимо на значения (см. табл. 15), полученные по графикам, вводить поправку путем умножения на коэффициент k_B .

Графики построены в масштабе 1 : 200 в соответствии с масштабом, в котором при проектировании должны вычерчиваться фундаменты зданий.

Рассматривая их, можно отметить, что расстояния между концентрическими окружностями по мере удаления их от центра увеличиваются. Это указывает на уменьшение влияния загрузения соседних площадей (фундаментов) на осадку рассчитываемого фундамента. Из сопоставления кольцевых графиков, построенных для различных значений H , видно, что *чем больше величина H , тем больше область, в пределах которой загрузение соседних фундаментов сказывается на величине осадки рассчитываемого фундамента.*

Таблица значений радиусов r при $\mu = 0,27$

Мощность слоя H в m	Радиусы r в m									
	5	0,24	0,58	1,00	1,47	2,05	2,78	3,90	—	—
7	0,24	0,57	0,95	1,38	1,85	2,37	2,97	3,69	4,61	6,00
10	0,23	0,56	0,93	1,32	1,74	2,18	2,66	3,17	3,74	4,36
	5,07	5,91	6,93	8,31	10,87	—	—	—	—	—
15	0,23	0,55	0,91	1,28	1,67	2,07	2,49	2,92	3,38	3,85
	4,35	4,88	5,45	6,05	6,70	7,40	8,18	9,06	10,07	11,27
	12,79	14,99	—	—	—	—	—	—	—	—
20	0,23	0,55	0,90	1,26	1,64	2,02	2,42	2,83	3,24	3,67
	4,12	4,58	5,05	5,55	6,06	6,60	7,16	7,75	8,37	9,03
	9,74	10,50	11,32	12,22	13,22	14,36	15,69	17,29	19,41	22,83
30	0,23	0,54	0,89	1,25	1,61	1,98	2,36	2,74	3,13	3,52
	3,93	4,34	4,75	5,18	5,61	6,06	6,51	6,98	7,45	7,94
	8,44	8,95	9,48	10,02	10,59	11,17	11,77	12,39	13,04	13,71
	14,42	15,16	15,93	16,76	17,63	18,56	19,56	20,64	21,82	23,14
	24,62	26,34	28,40	31,05	35,02	—	—	—	—	—

Построенные графики автоматически позволяют оценивать, нагрузка каких фундаментов и в какой степени окажет влияние на осадку рассматриваемого фундамента.

На основании выражения (98) найдем суммарную мощность эквивалентного слоя по формуле

$$H_{\text{э}} = H_{\text{эф}} + 2k_{\text{Б}} \sum_{i=1}^j n_i K_{\text{ни}}, \quad (100)$$

где n_i — количество точек соответствующего графика в пределах i -го фундамента;

$k_{\text{Б}}$ — коэффициент, принимаемый по табл. 15, позволяющий учитывать фактическое боковое расширение грунтов при пользовании графиками, построенными для $\mu=0,27$;

j — количество соседних фундаментов, нагрузка которых учитывается в расчете, т. е. попадающее в пределы данного графика;

K_{ni} — коэффициент нагрузки, определяемый из выражения

$$K_{ni} = \frac{p_{д.с.i}}{p_d}; \quad (101)$$

$p_{д.с.i}$ — давление, под действием которого уплотняются грунты в основании соседнего i -го фундамента;

p_d — давление, под действием которого уплотняются грунты основания рассчитываемого фундамента.

Знак суммы в выражении (100) показывает, что необходимо суммировать произведения $n_i K_{ni}$, найденные для каждого фундамента или части площади загрузки. Когда несколько фундаментов имеют одинаковую величину $p_{д.с.i}$, целесообразно для них подсчитать по графикам суммарное значение точек пересечения n .

Как и при определении осадки в случае слоистого напластования грунтов, величина $H_э$ зависит от значения расчетной сжимаемой толщи H_p . Действительно, $H_{эф}$ является, как и ранее, функцией отношения $\frac{H_p}{b}$.

Кроме того, количество точек пересечений кольцевых графиков можно подсчитать только для определенного значения H , для которого построен тот или иной график. Поэтому задача прежде всего сводится к определению расчетной сжимаемой толщи.

Для нахождения H_p приходится задаваться двумя значениями H_1 и H_2 в соответствии с условием (89). Однако в данном случае целесообразно принимать величины H_1 и H_2 в соответствии со значениями H , для которых построены расчетные графики, т. е. принимать значения 5, 7, 10, 15, 20 или 30 м.

Задавшись H_1 и H_2 по формулам (90), (91) или (92), (93), находят $a_{ом1}$, $a_{ом2}$, b_{y1} , b_{y2} , $H_{р.ф1}$ и $H_{р.ф2}$. Затем, наложив план подошвы фундаментов, вычерченный в масштабе 1:200 на графики, соответствующие значениям H_1 и H_2 , подсчитывают n_{i1} и n_{i2} , т. е. количество точек пересечения в пределах каждого контура фундамента отдельно, если интенсивность давления по подошве соседних фундаментов различна.

Наложение графиков производится с обязательным совмещением центра графика с центром тяжести рассчитываемого фундамента. При этом необходимо ориентировать график несимметрично относительно осей фундамента, например так, чтобы между осями фундамента и ближайшими лучами графика образовывался угол, равный $1/4$ угла между лучами. При симметричном расположении величины n_{i1} и n_{i2} могут оказаться наибольшими или наименьшими. Для получения наиболее точного значения n_{i1} и n_{i2} можно произвести подсчет для двух-трех наложений с различной ориентацией графика и взять среднеарифметическое их значение. Если какая-либо точка пересечения

чения графика при данном наложении попадает на контурную линию фундамента, то она считается за полточки.

Аналогично выражению (100) определяют с учетом загрузки соседних площадей расчетные сжимаемые толщи для двух случаев:

$$\left. \begin{aligned} H_{p1} &= H_{p. \phi 1} + 4k_B \sum_{i=1}^j n_{i1} K'_{ni}; \\ H_{p2} &= H_{p. \phi 2} + 4k_B \sum_{i=1}^j n_{i2} K'_{ni}, \end{aligned} \right\} \quad (102)$$

где $H_{p\phi 1}$ и $H_{p\phi 2}$ — расчетные мощности сжимаемой толщи для случаев H_1 и H_2 , определяемые по формулам (93);

k_B — коэффициент, принимаемый по табл. 15, равный 0,863 для $\mu=0$;

j — количество фундаментов, нагрузка которых учитывается при расчете осадки;

K'_{ni} — коэффициент, зависящий от интенсивности загрузки i -го фундамента, определяемый из выражения

$$K'_{ni} = \frac{p_{д.с.i}}{R^n - \gamma_0 h}, \quad (103)$$

$p_{д.с.i}$ — интенсивность давления (по подошве соседнего i -го фундамента или части загрузки площади), под действием которого происходит уплотнение грунтов основания в $кГ/см^2$.

Перед знаком суммы в выражениях (102) стоит цифра 4, потому что каждая точка графика приводит к увеличению мощности эквивалентного слоя на 2 см, а так как $H_p = 2H_0$, то расчетная сжимаемая толща должна увеличиваться на 4 см.

Зная H_{p1} и H_{p2} , из выражения (94) находят расчетную сжимаемую толщу H_p , затем по формулам (79) или (82), как и ранее, определяют средний коэффициент относительной сжимаемости грунтов данной расчетной сжимаемой толщи, учитывающей загрузку соседних площадей.

При расчете осадки относительно небольших в плане фундаментов, около которых расположены большие тяжело загруженные площади (фундаменты), в некоторых случаях трудно выполнить интерполяцию по формуле (94), так как линия AB (см. рис. 24) идет приблизительно параллельно линии OC . В таком случае, как исключение, величину H_p можно принимать равной расчетной мощности сжимаемой толщи, полученной при расчете осадки наибольшего соседнего фундамента (площади

загружения) с учетом загрузки соседних фундаментов, но как правило, не более 30 м.

При известном значении H_p по формулам (100), (102) интерполяцией находят мощность эквивалентного слоя:

$$H_s = A\omega_{ж}b + 2k_{Б} \sum_{i=1}^j K_{ni} \left[n_{i1} + \frac{n_{i2} - n_{i1}}{H_2 - H_1} (H_p - H_1) \right], \quad (104)$$

где $\omega_{ж}$ — коэффициент осадки, берется по табл. 16 в зависимости от отношения $H_p : b$;

$k_{Б}$ и A — находятся по табл. 15 в зависимости от коэффициента бокового расширения грунта μ ;

n_{i1} и n_{i2} — количество точек пересечений, определяемое при среднем значении $\mu = 0,27$ по графикам (см. приложения) соответственно для мощности сжимаемого слоя $H_1 < H_p$ и $H_2 > H_p$ отдельно для каждого отдельного фундамента;

K_{ni} — коэффициент, зависящий от отношения интенсивности загрузки i -го фундамента к уплотняющему давлению рассчитываемого, определяемого по формуле (101).

Если $\rho_{д.с.i}$ одинаково для нескольких соседних фундаментов, то количество точек n_{i1} и n_{i2} можно определить по графикам сразу для всей группы фундаментов. В выражении (104) знак суммы показывает на необходимость определения влияния загрузки всех соседних площадей и фундаментов, попадающих в пределы графика.

Найденное значение H_s подставляется в выражение (83), по которому и находится значение осадки S с учетом загрузки соседних фундаментов и площадей. Величина среднего коэффициента относительной сжимаемости a_{om} в этом случае определяется по формулам (79) или (82).

Если вычисляется осадка ленточного фундамента, то целесообразно принять участок фундамента с соотношением сторон 5 : 1. Площадь загрузки за пределами этого участка рассматривается как загрузка соседних фундаментов. Следует обратить внимание, что все расчеты, изложенные выше, можно производить, если задаться определенным значением коэффициента бокового расширения грунта.

Значение μ правильнее определять экспериментально, однако при практических расчетах в большинстве случаев приходится ограничиваться табличными значениями. Цытович Н. А. [39] рекомендует определять значения μ в зависимости от характера грунта и его состояния по консистенции (см табл. 15). При слоистом напластовании разнохарактерных грунтов среднее значение μ для всей толщи может быть уточнено

по формуле, аналогичной формулам (79) или (82), в которых a_{oi} заменено на μ_i , следовательно,

$$\mu_m = \frac{2}{H_p^2} \sum_{i=1}^n h_i \mu_i z_i, \quad (105)$$

или

$$\mu_m = \frac{2}{(2H_p - H_\phi) H_\phi} \sum_{i=1}^n h_i \mu_i z_i. \quad (106)$$

Формула (105) используется в тех случаях, когда толщина сжимаемых грунтов больше H_p , а (106), — когда указанная толщина меньше H_p (см. рис. 22).

Поскольку среднее значение коэффициента бокового расширения μ варьирует в относительно небольших пределах, как правило, при определении H_ϕ среднее значение μ можно выбрать, визуальнo оценивая толщину сжимаемых грунтов. В тех случаях, когда имеются сомнения в правильности выбора значения μ_m , его можно уточнить по формулам (105) или (106). Найденное значение μ_m допускается округлять до значений, имеющихсЯ в расчетных таблицах и графиках. Если требуется провести более точный расчет и при этом имеется полная уверенность в правильности определения величин коэффициента бокового расширения каждого слоя грунта, то необходимо провести два расчета H_ϕ при двух величинах μ , соответствующих табличным значениям, с последующей интерполяцией.

На основании изложенного можно рекомендовать следующий порядок расчета конечной осадки фундамента с учетом загрузки соседних фундаментам и площадей.

1) Определяем интенсивность давлений по подошве рассчитываемого и всех соседних фундаментам или площадей, под действием которых уплотняются или набухают грунты основания по формуле (60), и устанавливаем характеристики сжимаемости всех слоев грунта.

2) ЗадаемсЯ двумя значениями сжимаемой толщи H_1 и H_2 в соответствии с условием (89), принимая их равными H , для которых построены графики (см. приложения), и находим коэффициенты относительной сжимаемости грунта по формулам (90).

3) Определяем для двух принятых мощностей сжимаемой толщи H_1 и H_2 значения условных ширин подошвы фундамента b_{y1} и b_{y2} по формулам (91) или (92).

4) Руководствуясь формулами (93), вычисляем значения $H_{p\phi 1}$ и $H_{p\phi 2}$.

5) Наложив план подошвы фундаментам на кольцевые графики, соответствующие значениям H_1 и H_2 , подсчитываем количество точек пересечений графиков, приходящееся на каждый соседний фундамент, т. е. определяем n_{i1} и n_{i2} для каждого фундамента или площади загрузки.

6) Определяем для каждого соседнего фундамента значения $K_{нi}$ по формуле (103), затем по формулам (102) находим $H_{р1}$ и $H_{р2}$.

7) По формуле (94) определяем H_p и проверяем условие (89): если оно окажется неудовлетворенным, то следует еще раз задаться H_1 или H_2 и повторить расчет.

8) По формулам (79) или (82) находим средний коэффициент относительной сжимаемости $a_{от}$ и, если требуется, то по формулам (105) или (106) определяем средний коэффициент бокового расширения грунта μ_m .

9) Вычисляем по формуле (104) мощность эквивалентного слоя $H_э$ с учетом загрузки соседних фундаментов.

10) Определяем осадку фундамента по формуле (83).

Пример 16. Определить осадки фундаментов 5 и 4 (см. рис. 29) для многоэтажного каркасного здания с сеткой колонн 6×6 м с учетом загрузки соседних фундаментов при следующих данных: все фундаменты имеют размеры подошвы $b=l=400$ см; глубина заложения $h=h_{\phi}=2,0$ м; фактическое давление по подошве фундаментов по оси Б $p^H=2,36$ кг/см², а по осям А и В $p^H=2,46$ кг/см²; нормативное давление на грунт основания $R^H=2,56$ кг/см²; средний объемный вес грунтов выше подошвы фундаментов $\gamma_0=0,0018$ кг/см³. Напластование грунтов в основании: несущий слой супеси мощностью $h_1=2,0$ м с коэффициентом относительной сжимаемости $a_{01}=0,005$ см²/кг, затем слой суглинка мощностью более 15 м с коэффициентом относительной сжимаемости $a_{02}=0,009$ см²/кг (рис. 28).

Расчет осадки фундамента 5

1) Определяем по формуле (60) давления, под действием которых уплотняются грунты под фундаментами:
по оси Б

$$p_{дБ} = p_B^H - \gamma_0 h = 2,36 - 0,0018 \cdot 200 = 2,0 \text{ кг/см}^2;$$

по осям А и В

$$p_{дА, В} = p_{А, В}^H - \gamma_0 h = 2,46 - 0,0018 \cdot 200 = 2,1 \text{ кг/см}^2.$$

2) В соответствии с условием (89) и формулой (76), а также учитывая, что влияние загрузки соседних восьми фундаментов может существенно отразиться на величине H_p , зададимся $H_1=700$ см, $H_2=1000$ см и найдем осредненные коэффициенты относительной сжимаемости грунта по формулам (90) согласно рис. 28:

$$a_{от1} = \frac{2}{700^2} (200 \cdot 0,005 \cdot 600 + 500 \cdot 0,009 \cdot 250) = 0,0070 \text{ см}^2/\text{кг};$$

$$a_{от2} = \frac{2}{1000^2} (200 \cdot 0,005 \cdot 900 + 800 \cdot 0,009 \cdot 400) = 0,0076 \text{ см}^2/\text{кг}.$$

3) Определим значения b_{y1} и b_{y2} подошвы фундаментов по формулам (92)

$$b_{y1} = 400 \sqrt{\frac{2,0}{2,56 - 0,0018 \cdot 200}} \cdot \sqrt{\frac{0,0070}{0,005}} = 452,7 \text{ см}.$$

$$b_{y2} = 400 \sqrt{\frac{2,0}{2,56 - 0,0018 \cdot 200}} \cdot \sqrt{\frac{0,0076}{0,005}} = 468,7 \text{ см}.$$

4) Найдем величины $\omega_{ж1}$ и $\omega_{ж2}$ по табл. 16:

при

$$\frac{H_1}{b_{y1}} = \frac{700}{452,7} = 1,546 \quad \omega_{ж1} = 0,661;$$

при

$$\frac{H_2}{b_{y2}} = \frac{1000}{468,7} = 2,134 \quad \omega_{ж2} = 0,718.$$

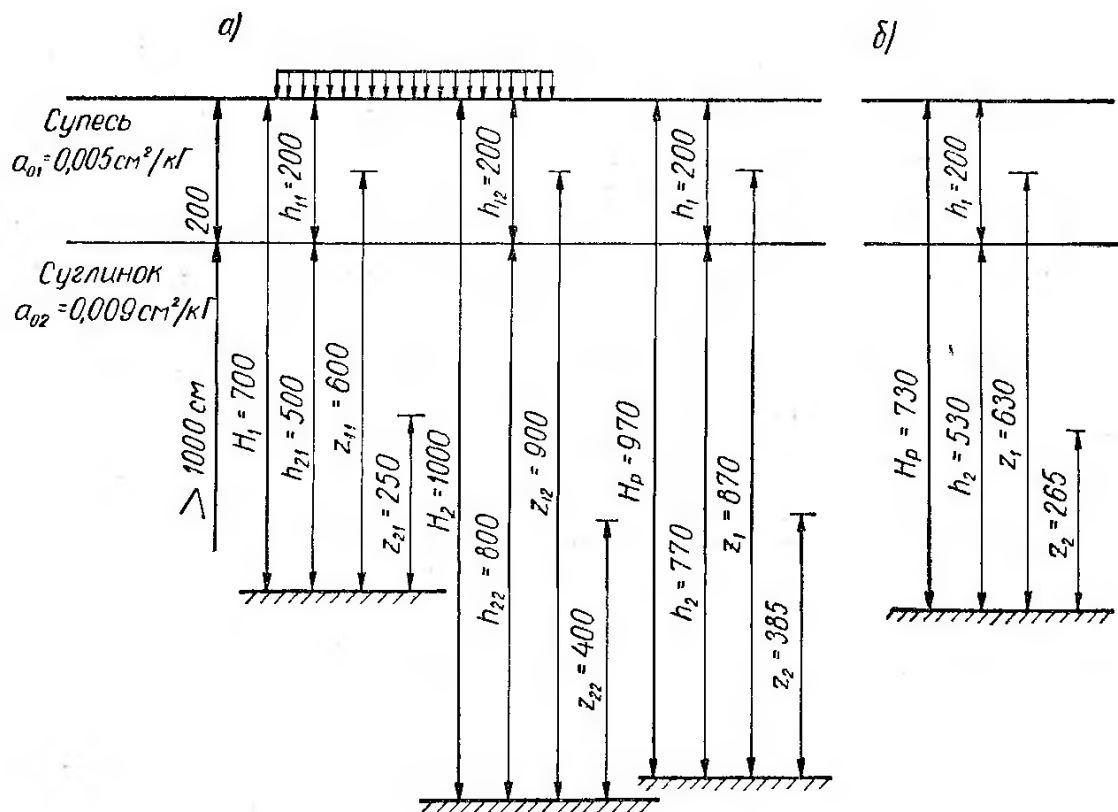


Рис. 28: Расчетная схема к примеру 16
а — для фундамента 5; б — для фундамента 4

Тогда по формуле (93) получим:

$$H_{р. ф1} = 2,0 \omega_{ж1} b_{y1} = 2,0 \cdot 0,661 \cdot 452,7 = 598,5 \text{ см};$$

$$H_{р. ф2} = 2,0 \omega_{ж2} b_{y2} = 2,0 \cdot 0,718 \cdot 468,7 = 673,1 \text{ см}.$$

5) Наложив план подошвы фундаментов, вычерченный на кальке в масштабе 1:200, на кольцевые графики (см. приложения) для $H_1=700$ см и $H_2=1000$ см так, чтобы центр тяжести подошвы фундамента 5 совпадал с центром графиков, подсчитаем количество точек пересечений графиков, проходящихся на каждый соседний фундамент, т. е. определим n_i (рис. 29). Для упрощения на рис. 29 не нанесено несколько окружностей, которые не попадают на соседние фундаменты.

При $H_1=700$ см (рис. 29, а) для фундаментов по оси В $n_{2,8}=10 \cdot 2 = 20$ точек пересечений; здесь и далее индексы при n и κ_n указывают на номера фундаментов.

Для более нагруженных фундаментов по осям А и В

$$n_{1,3,4,6,7,9} = 10 \cdot 2 + 0,5 \cdot 4 = 22 \text{ точки пересечений}.$$

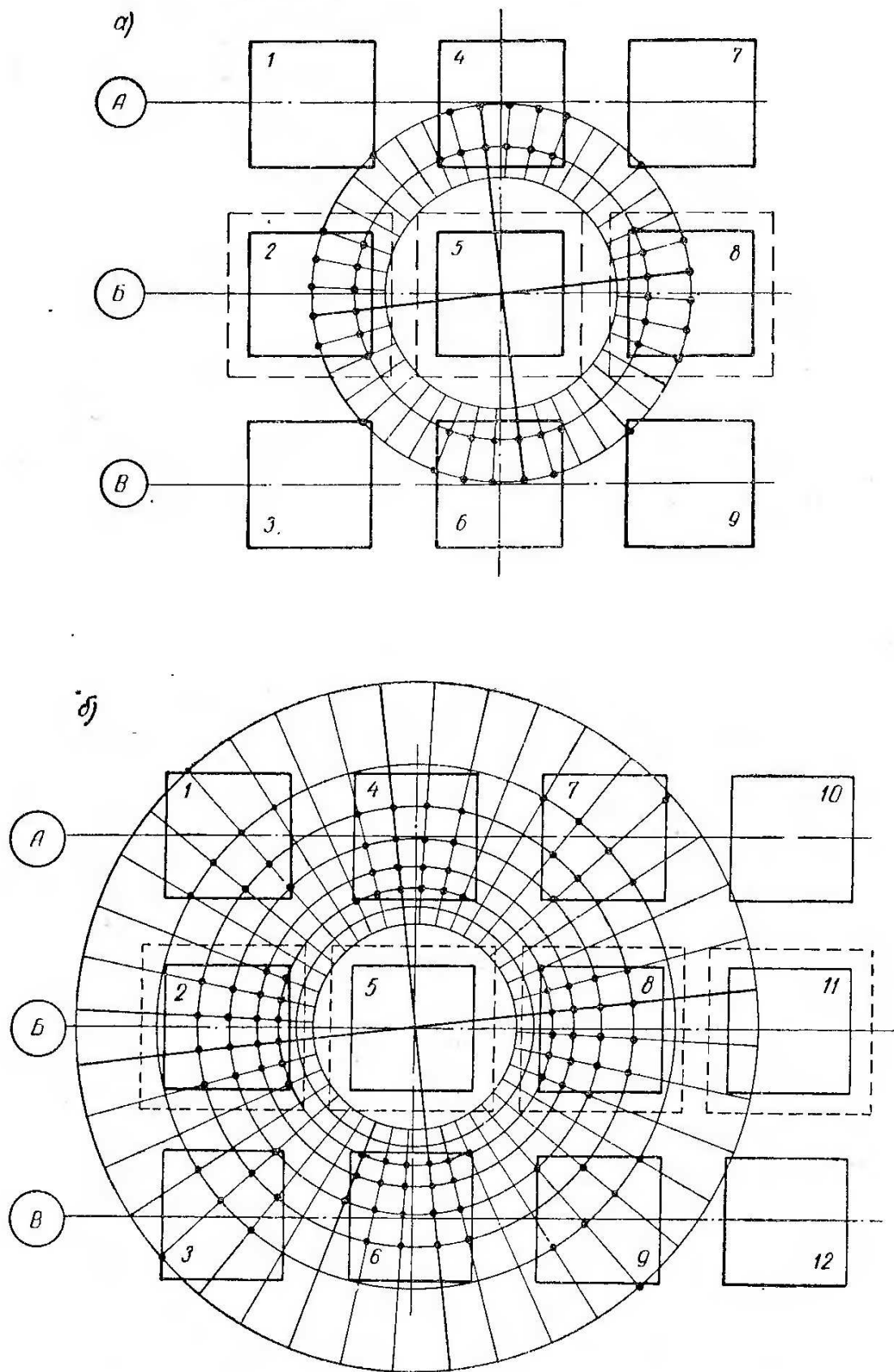


Рис. 29. Планы фундаментов здания, совмещенные с расчетными графиками
 а — центр расчетного графика для $H = 7$ м совмещен с центром фундамента 5;
 б — центр расчетного графика для $H = 10$ м совмещен с центром фундамента 5

при $H_2 = 1000$ см для тех же фундаментов (рис. 29, б):

$$n_{2, 8, 11} = 18 \cdot 2 + 2 = 38 \text{ точек пересечений,}$$

$$n_{1, 3, 4, 6, 7, 9} = 18 \cdot 2 + 6,5 \cdot 4 = 62 \text{ точки пересечений.}$$

6) Найдем по формуле (103) для фундаментов:
по оси *Б*

$$K'_{н2, 8, 11} = \frac{P_{д. с. i}}{R^n - \gamma_0 h} = \frac{2,0}{2,56 - 0,0018 \cdot 200} = 0,909;$$

по осям *А* и *В*

$$K'_{н1, 3, 4, 6, 7, 9} = \frac{2,1}{2,56 - 0,0018 \cdot 200} = 0,955.$$

Затем определим по формулам (102):

$$\begin{aligned} H_{р1} &= H_{р. \phi 1} + 4k_B \sum_{i=1}^j n_{i1} K'_{ни} = \\ &= 598,5 + 4 \cdot 0,863 (20 \cdot 0,909 + 22 \cdot 0,955) = 733,8 \text{ см;} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} H_{р2} &= H_{р. \phi 2} + 4k_B \sum_{i=1}^j n_{i2} K'_{ни} = \\ &= 673,1 + 4 \cdot 0,863 (38 \cdot 0,909 + 62 \cdot 0,955) = 996,7 \text{ см.} \end{aligned}$$

7) По формуле (94) вычислим

$$H_p = \frac{733,8 (1000 - 700) - 700 (996,7 - 733,8)}{(1000 - 700) - (996,7 - 733,8)} = 973 \text{ см.}$$

Окончательно принимаем $H_p = 970$ см.

Условие (89) удовлетворено, так как $700 < 973 < 1000$.

8) Определим по формуле (79) средний коэффициент относительной сжимаемости грунтов основания:

$$a_{от} = \frac{2}{970^2} (200 \cdot 0,005 \cdot 870 + 770 \cdot 0,009 \cdot 385) = 0,0075 \text{ см}^2/\text{кг.}$$

9) Вычислим мощность эквивалентного слоя $H_э$ по формуле (104), для чего по табл. 16 определим $\omega_{ж}$ при $\frac{H_p}{b} = \frac{970}{400} = 2,425$: $\omega_{ж} = 0,734$.

Затем найдем для фундаментов по оси *Б* $K_{ни} = 1$, а по осям *А* и *В* $K_{ни} = \frac{2,1}{2,0} = 1,05$.

Для $\mu = 0,30$ по табл. 15 $k_B = 1,057$.

$$\begin{aligned} H_э &= 1,225 \cdot 0,734 \cdot 400 + 2 \cdot 1,057 \left\{ 1 \left[20 + \frac{38 - 20}{1000 - 700} (970 - 700) \right] + \right. \\ &\quad \left. + 1,05 \left[22 + \frac{62 - 22}{1000 - 700} (970 - 700) \right] \right\} = 560 \text{ см.} \end{aligned}$$

10) Окончательно получим осадку фундамента *5* с учетом загрузки соседних фундаментов *1—12* по формуле (83):

$$S_5 = H_э a_{от} p_{дб} = 560 \cdot 0,0075 \cdot 2,0 = 8,4 \text{ см.}$$

Осадка существенно больше, чем без учета загрузки соседних фундаментов.

Расчет осадки фундамента 4

1) Примем, как и ранее, $H_1=700$ см, $H_2=1000$ см. Тогда согласно расчету осадки фундамента 5 выпишем:

$a_{0m1}=0,0070$ см²/кг; $a_{0m2}=0,0076$ см²/кг; кроме того $K'_{н 2,5,8}=0,91$; $K'_{н 1,3,4,6,7,9,11}=0,95$.

2) Определим значения условных ширин подошвы фундамента по формуле (92):

$$b_{y1} = 400 \sqrt{\frac{2,1}{2,56 - 0,0018 \cdot 200}} \cdot \sqrt{\frac{0,0070}{0,005}} = 464 \text{ см};$$

$$b_{y2} = 400 \sqrt{\frac{2,1}{2,56 - 0,0018 \cdot 200}} \cdot \sqrt{\frac{0,0076}{0,005}} = 480 \text{ см}.$$

3) Найдем величины $\omega_{ж1}$ и $\omega_{ж2}$ по табл. 16:

при

$$\frac{H_1}{b_{y1}} = \frac{700}{464} = 1,509 \quad \omega_{ж1} = 0,657;$$

при

$$\frac{H_2}{b_{y2}} = \frac{1000}{480} = 2,083 \quad \omega_{ж2} = 0,715.$$

Тогда по формулам (93) получим:

$$H_{р. ф1} = 2,0 \cdot 0,657 \cdot 464 = 610 \text{ см};$$

$$H_{р. ф2} = 2,0 \cdot 0,715 \cdot 480 = 686 \text{ см}.$$

4) Наложив план подошвы фундамента на соответствующие графики (см. приложения) так, чтобы центр тяжести подошвы рассчитываемого фундамента 4 совпадал с центром графика, подсчитываем количество точек пересечений (рис. 30).

При $H_1=700$ (см. рис. 30, а) для фундамента по оси А $n_{1,7}=10 \cdot 2=20$ точек пересечений, по оси В $n_{2,5,8}=10+0,5 \cdot 2=11$ точек пересечений. При $H_2=1000$ см (рис. 30, б) для фундамента по осям А и В $n_{1,6,7,10}=18 \cdot 2+2 \cdot 2=40$ точек пересечений, $n_{2,5,8}=18+6,5 \cdot 2=31$ точка пересечения.

5) Определим по формулам (102):

$$H_{р1} = H_{р. ф1} + 4k_B \sum_{i=1}^j n_{i1} K'_{ni} = 610 + 4 \cdot 0,863 (20 \cdot 0,95 + 11 \cdot 0,91) = 710 \text{ см};$$

$$H_{р2} = H_{р. ф2} + 4k_B \sum_{i=1}^j n_{i2} K'_{ni} = 686 + 4 \cdot 863 (40 \cdot 0,95 + 31 \cdot 0,91) = 915 \text{ см}.$$

По формуле (94) вычислим

$$H_p = \frac{710(1000 - 700) - 700(915 - 710)}{(1000 - 700) - (915 - 710)} = 732 \text{ см}.$$

Условие (89) удовлетворяется, так как $700 < 732 < 1000$. Окончательно примем $H_p=730$ см.

6) Вычислим по формуле (79) средний коэффициент относительной сжимаемости грунта (см. рис. 28, б):

$$a_{0m} = \frac{2}{730^2} (200 \cdot 0,005 \cdot 630 + 530 \cdot 0,009 \cdot 265) = 0,0071 \text{ см}^2/\text{кг}.$$

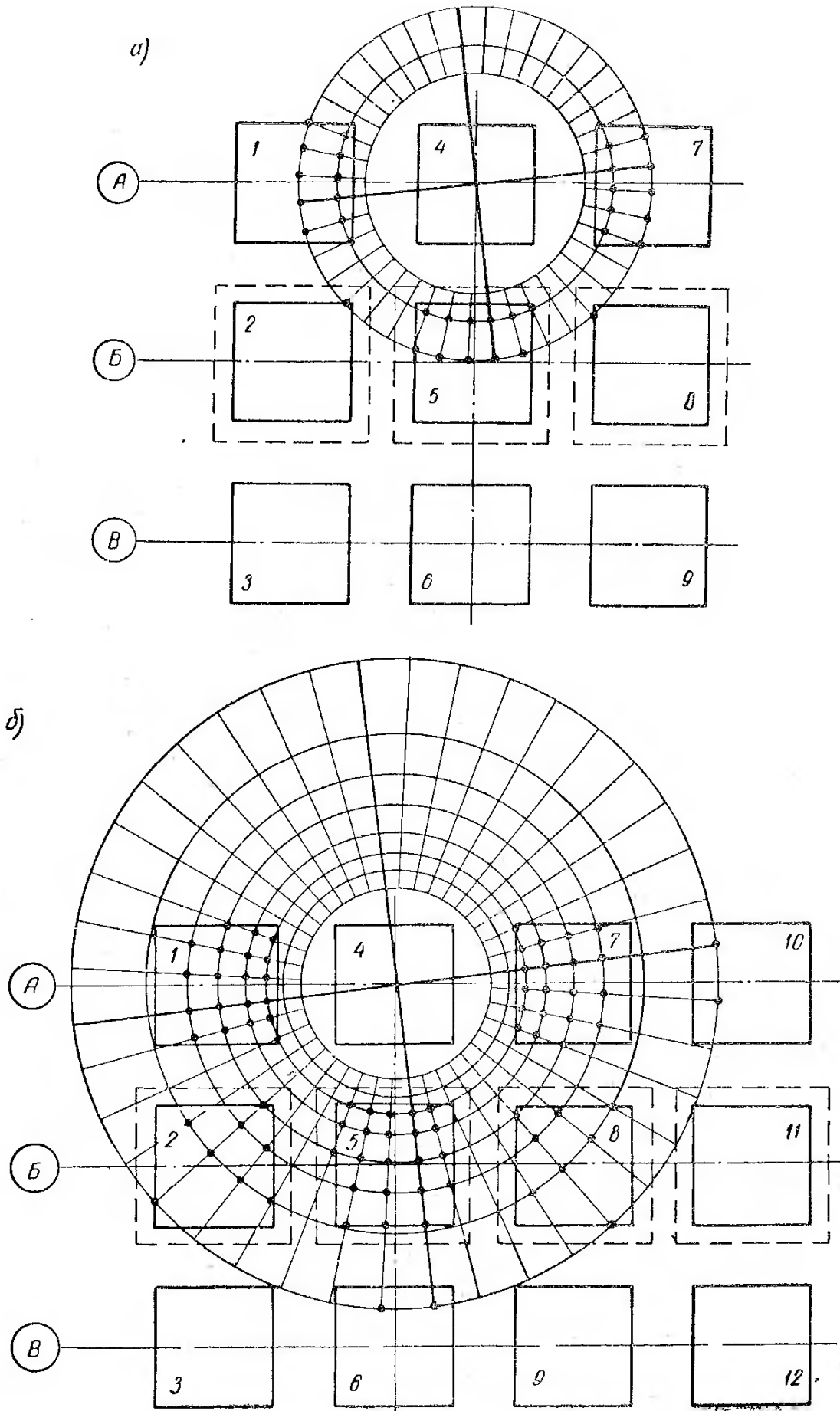


Рис. 30. Планы фундаментов здания, совмещенные с расчетными графиками
 а — центр расчетного графика для $H=7$ м совмещен с центром фундамента 4; б —
 центр расчетного графика для $H=10$ м совмещен с центром фундамента 4

7) Теперь по табл. 16 найдем:

при

$$\frac{H_p}{b} = \frac{730}{400} = 1,825 \quad \omega_{ж} = 0,660;$$

по табл. 15

при

$$\mu = 0,30 \quad k_B = 1,057;$$

затем вычислим для фундаментов по осям *A* и *B* $K_{нi}=1$ и по оси *B*

$$K_{нi} = \frac{p_{дб}}{p_{да}} = \frac{2,0}{2,1} = 0,95.$$

8) Определим по формуле (104):

$$H_э = 1,225 \cdot 0,660 \cdot 400 \cdot 2 \cdot 1,057 \left\{ 1 \left[20 + \frac{40 - 20}{1000 - 700} (730 - 700) \right] + \right. \\ \left. + 0,95 \left[11 + \frac{31 - 11}{1000 - 700} (730 - 700) \right] \right\} = 396 \text{ см.}$$

9) Тогда величина осадки фундамента *A* согласно формуле (83)

$$S_A = H_э a_{от} p_{да} = 396 \cdot 0,0071 \cdot 2,1 = 5,9 \text{ см.}$$

Неравномерность осадки

$$S_B - S_A = 8,4 - 5,9 = 2,5 \text{ см.}$$

Как видно из табл. 6, для железобетонных рамных конструкций допускается неравномерность осадки $0,002l = 0,002 \cdot 600 = 1,2 \text{ см}$. В нашем случае необходимо принять меры по выравниванию осадки. Для этого требуется либо уменьшить осадку фундаментов по оси *B*, либо увеличить осадки фундаментов по осям *A* и *B*. Во втором случае пришлось бы уменьшать размеры подошвы фундаментов. Однако это недопустимо, поскольку напряжения по подошве будут больше нормативного давления на грунт R^H .

Увеличение размеров подошвы фундаментов по оси *B* можно установить трудоемким методом последовательного приближения. Однако проще эту задачу решить, как указано в примере 17 (см. главу V).

ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАЗМЕРОВ ПОДОШВЫ ФУНДАМЕНТОВ ПО ВЕЛИЧИНЕ ПРЕДЕЛЬНО ДОПУСТИМОЙ ДЕФОРМАЦИИ

§ 1. ПОСТАНОВКА ЗАДАЧИ

До последнего времени проектирование фундаментов сводилось к проверке величин осадок и их неравномерностей. При этом расчет осадок фундамента можно было произвести после того, когда тем или иным путем устанавливались размеры подошвы фундаментов. Обычно они определяются исходя из величины нормативного давления на грунт основания; в некоторых случаях это давление принимают единым для всех фундаментов отдельного здания.

Когда указанная проверка показала, что ожидаемые по расчету осадки или их неравномерности больше предельно допустимых значений, приходилось изменять размеры подошвы или глубину заложения, определяя их методом последовательного приближения, до удовлетворения условий (6) и (7).

Такой метод нахождения оптимального решения в ряде случаев весьма трудоемок, поэтому при проектировании часто ограничиваются решениями, при которых деформации получаются существенно меньше предельных значений. Это ведет к перерасходу средств на устройство фундаментов, хотя не всегда способствует минимальному развитию неравномерности осадки.

Правильнее находить размеры подошвы фундамента, исходя непосредственно из величины предельно допустимых деформаций (осадок и их неравномерностей). Такая постановка задачи известна (22). Однако ранее сделанные в этом направлении предложения трудно использовать в проектной практике, когда приходится проектировать здания или сооружения, передающие нагрузку на большое количество различных по величине фундаментов.

Руководствуясь методом ограниченной сжимаемой толщи, представляется возможным разработать прием расчета размеров подошвы фундаментов, исходя непосредственно из величины заданной предельно допустимой осадки или неравномерностей осадок (перекос, прогиб и т. д.).

Однако предлагаемый метод расчета фундаментов по предельно допустимой осадке не может являться универсальным,

поскольку при значительном изменении размеров подошвы осадки изменяются на относительно небольшую величину. Тем более это имеет место при существенном влиянии на величину осадки загрузки соседних фундаментов и площадей. Более действенным методом уменьшения величины осадки является изменение глубины заложения фундаментов, устройство искусственных оснований и передача нагрузки от сооружения посредством свай.

Кроме того, поскольку расчет осадок фундаментов значительно более трудоемок, чем определение размеров подошвы по величине нормативного давления на грунт, целесообразно сначала определить размеры подошвы фундаментов, исходя из этого давления, а затем находить осадки и их неравномерности. Если при этом расчете абсолютные или средние осадки окажутся значительно выше предельных значений, то надо выбрать другой несущий слой, тип фундаментов, сделать искусственное основание или уменьшить чувствительность несущих конструкций сооружения к неравномерным осадкам.

В тех случаях, когда условия (6) и (7) не удовлетворены для небольшой части фундаментов здания, можно воспользоваться предлагаемой ниже методикой определения размеров подошвы фундаментов по величине предельно допустимой осадки или ее неравномерности.

Поскольку расчет осадок фундаментов относительно трудоемок, прежде всего следует произвести приближенное сопоставление величин ожидаемой и предельно допустимой деформаций основания. Для этого целесообразно установить определенный критерий в зависимости от деформативности грунтов основания и величины нагрузки, передаваемой фундаментом на грунт.

§ 2. КРИТЕРИЙ НЕОБХОДИМОСТИ РАСЧЕТА ОСАДОК ФУНДАМЕНТОВ

Ранее было отмечено (см. гл. IV), что метод эквивалентного слоя, предложенный и разработанный проф. Н. А. Цытовичем, приводит к некоторому завышению осадки за счет учета деформаций грунтов, залегающих на значительных глубинах. В то же время этот метод расчета наименее трудоемок, поэтому при установлении критерия необходимости расчета осадок фундаментов целесообразно исходить из метода эквивалентного слоя. В таком случае расчет осадок фундаментов методом суммирования и методом ограниченной сжимаемой толщи тем более должен привести к удовлетворению условий (6).

Руководствуясь выражениями (62) и (57), легко получить предельное значение коэффициента относительной сжимаемости наиболее сжимаемого слоя грунта, при котором удовлетворяются условия (6):

$$a_{0 \text{ макс}} \leq \frac{S_{\text{пр}}}{A \phi b r_{\text{д}}}$$

В большинстве случаев ориентировочно можно принять

$$p_d = \frac{N_0^H}{K_{\Pi} b^2}, \quad (107)$$

тогда для отдельно стоящих фундаментов получим

$$a_{0\text{макс}} \leq \frac{K_{\Pi} b S_{\text{пр}}}{A_{\omega} N_0^H}, \quad (108)$$

а для ленточных

$$a_{0\text{макс}} \leq \frac{S_{\text{пр}}}{A_{\omega} N_{0\text{лп}}^H}, \quad (108a)$$

где $S_{\text{пр}}$ — предельно допустимое значение абсолютной или средней осадки фундамента, принимаемое по табл. 5, в см;

b — меньший размер подошвы фундамента (ширина фундамента) в см;

K_{Π} — отношение большей стороны подошвы к меньшей;

A_{ω} — коэффициент эквивалентного слоя, принимаемый по табл. 13;

$N_{0\text{лп}}^H$ — нормативное давление, приложенное к обрезу ленточного фундамента на участке длиной 1 м, в кг/см;

N_0 — нормативное давление, приложенное к обрезу отдельного фундамента;

$a_{0\text{макс}}$ — наибольшее значение коэффициента относительной сжимаемости грунта в пределах глубины $2,5b$ для отдельных и $5b$ — для ленточных фундаментов в см²/кг.

Если условия (6) удовлетворены и основание сооружения сложено горизонтально залегающими слоями, сжимаемость которых с глубиной не увеличивается, то расчет осадок проводить нет необходимости, так как при выполнении этого условия заведомо удовлетворяются требования СНиП II-Б. I-62 * [33].

Когда в основании подстилающие слои обладают большей сжимаемостью, чем несущий слой, расположенный непосредственно под подошвой фундамента, критерий необходимости расчета осадок фундаментов и их неравномерностей может быть установлен исходя из условия (7). В этом случае необходимо определить, в какой степени средний коэффициент относительной сжимаемости грунта основания под фундаментом, получающим большую осадку, больше, чем под фундаментом с меньшей осадкой. Это всегда можно ориентировочно оценить, рассматривая напластования грунтов оснований. В качестве крайнего предположения, действуя в запас прочности, для первого фундамента, дающего большую осадку, можно принимать $a_{0\text{макс}}$ — наибольшее значение коэффициента относительной сжимаемости грунтов в основании, а для второго фундамента $a_{0\text{мин}}$ —

наименьшее значение в пределах глубин $2,5b$ для отдельного и $5b$ — для ленточного фундамента.

В таком случае найдем отношение

$$\frac{a_{0\text{мин}}}{a_{0\text{макс}}} = k_a. \quad (109)$$

Руководствуясь изложенной выше методикой, можно получить выражение для искомого критерия, исходя из предельно допустимого значения неравномерности осадки, устанавливаемой по табл. 6:

$$a_{0\text{макс}} \leq \frac{\Delta S_{\text{пр}}}{A\omega_1 \frac{N_{01}^H}{b_1 K_{\text{п1}}} - A\omega_2 k_a \frac{N_{02}^H}{b_2 K_{\text{п2}}}}. \quad (110)$$

В этой формуле $\Delta S_{\text{пр}}$ — предельно допустимая неравномерность осадки в см. Величины с индексом «1» относятся к фундаменту, получающему большую осадку, а «2» — меньшую.

Пользуясь установленными критериями, во многих случаях обоснованно можно отказаться от расчета осадки фундаментов, когда влияние загрузки соседних площадей и фундаментов незначительно.

§ 3. РАСЧЕТ РАЗМЕРОВ ПОДОШВЫ ФУНДАМЕНТОВ ПО ВЕЛИЧИНЕ ПРЕДЕЛЬНО ДОПУСТИМОЙ АБСОЛЮТНОЙ ОСАДКИ

Если в результате расчета какого-либо фундамента оказалось, что величина осадки несколько превышает предельно допустимое значение, то, изменяя размеры его подошвы, в ряде случаев можно добиться удовлетворения условий (6). Однако нахождение оптимального решения весьма трудоемко, поскольку до последнего времени эту задачу приходилось решать методом последовательного приближения, увеличивая площадь подошвы фундамента последовательно в 1,5—2,0 и более раз.

В то же время метод ограниченной сжимаемой толщи позволяет вывести формулы, которые дают возможность подбирать размеры подошвы более точно значительно менее трудоемким способом. Для вывода таких формул рассмотрим сначала случай, когда влияние загрузки соседних фундаментов невелико и его можно не учитывать.

В выражении (83) в величины интенсивности давления по подошве фундамента, под действием которого уплотняются грунты основания p_d , и мощности эквивалентного слоя $H_э$ в скрытом виде входит размер ширины подошвы фундамента. Значение a_{0m} не зависит от фактической ширины подошвы и при ее изменении остается постоянным.

Для нахождения среднего коэффициента относительной сжимаемости a_{0m} зададимся двумя мощностями сжимаемой толщи H_1 и H_2 , как и ранее руководствуясь условием (89). При

известных значениях H_1 и H_2 легко определить величины средних коэффициентов относительной сжимаемости грунтов в пределах этих толщ a_{om1} и a_{om2} по формулам (90), а по формулам (91) или (92) найти значения условных ширин подошвы фундаментов b_{y1} и b_{y2} .

Зная b_{y1} и b_{y2} , по формулам (93) легко вычислить H_{p1} и H_{p2} :

$$\left. \begin{aligned} H_{p1} &= 2A\omega_{ж1}b_{y1}; \\ H_{p2} &= 2A\omega_{ж2}b_{y2}, \end{aligned} \right\} \quad (111)$$

где A — коэффициент, принимаемый при $\mu=0$ равным 1;

$\omega_{ж1}$ и $\omega_{ж2}$ — коэффициенты, зависящие от величины $K_{п}$ и соответственно от соотношений $\frac{H_1}{b_{y1}}$ и $\frac{H_2}{b_{y2}}$.

Значения $\omega_{ж1}$ и $\omega_{ж2}$ определяются по табл. 16. Зная величины H_1 , H_2 , H_{p1} и H_{p2} , по формуле (94) легко найти H_p , после чего по формуле (79) определить значение a_{om} и подставить его в формулу (83).

Кроме того, в формулу (83) подставим значение p_d из выражения (107) и значение H_0 из выражения (72). После подстановки получим

$$S = A\omega_{ж}ba_{om}\frac{N_0^H}{K_{п}b^2}. \quad (112)$$

Приняв, что величина осадки S по условию (6) равна предельному значению $S_{пр}$, окончательно найдем

$$\frac{b}{\omega_{ж}} = \frac{Aa_{om}N_0^H}{K_{п}S_{пр}}. \quad (113)$$

В этом выражении в правой части равенства все величины могут быть установлены до определения ширины фундамента b . Итак, правая часть равенства может быть представлена в численном значении. После этого легко подобрать значение ширины подошвы фундамента b , определяя одновременно по табл. 16 величину $\omega_{ж}$ по значениям $K_{п}$ и отношению $\frac{H_p}{b}$.

Достаточность найденного значения b должна быть проверена исходя из величины нормативного давления на грунт. При найденных размерах фундамента b и $l=K_{п}b$ напряжения по подошве должны быть меньше величины нормативного давления на грунт основания R^H , т. е. должно соблюдаться условие (8).

Таким образом, формула (113) позволяет определять размеры подошвы фундамента по заданной величине осадки, если влияние загрузки соседних фундаментов или площадей незначительно. Если же это влияние существенно, то, руководствуясь той же методикой и производя учет влияния загрузки

соседних фундаментов и площадей в соответствии с методом, изложенным в гл. IV, легко получить выражения:

$$\frac{b}{\omega_{ж}} = \frac{Aa_{0m}N_0^H}{K_n S_{пр} - 2K_n k_B a_{0m} \sum_{i=1}^j n_i \rho_{д.с i}}; \quad (114)$$

$$n_i = n_{i1} + \frac{n_{i2} - n_{i1}}{H_2 - H_1} (H_p - H_1). \quad (115)$$

В приведенных формулах n_{i1} и n_{i2} — количество точек, определенное для i -го фундамента по графикам (см. приложение) соответственно для случаев H_1 и H_2 ; $\rho_{д.с i}$ — дополнительная нагрузка, под действием которой уплотняется грунт под соседним i -м фундаментом, в $кГ/см^2$.

Следует обратить внимание, что подсчет точек n_{i1} и n_{i2} возможен, даже если соседние фундаменты не рассчитаны. В этом случае можно любой соседний фундамент представить в виде квадрата, прямоугольника или круга без особого уточнения их размеров, но с обязательным определением величины $\rho_{д.с i}$ по формуле

$$\rho_{д.с i} = \frac{N_{0i}^H}{F_i}, \quad (116)$$

где N_{0i}^H — нормативная нагрузка на соседний i -й фундамент в $кГ$;

F_i — принятая площадь подошвы i -го фундамента в $см^2$. При выборе величины F_i желательно, чтобы площади соседних фундаментов не накладывались друг на друга.

В заключение еще раз следует напомнить, что расчет по деформации значительно более трудоемок, чем по величине нормативного давления на грунт, поэтому рекомендуется сначала найти размеры фундамента (исходя из полного использования величины нормативного давления на грунт), а затем, если ожидаемая осадка фундамента превышает предельно допустимое значение, по приведенным выше формулам (113) и (114) рассчитать величину ширины подошвы фундамента. В тех случаях, когда этот расчет приводит к значительным размерам подошвы, целесообразно искать решение, изменяя глубину заложения или используя свайные фундаменты.

§ 4. РАСЧЕТ РАЗМЕРОВ ПОДОШВЫ ФУНДАМЕНТА ПО ВЕЛИЧИНЕ ПРЕДЕЛЬНО ДОПУСТИМОЙ НЕРАВНОМЕРНОСТИ ОСАДКИ

Неравномерность осадки колонн каркасных зданий или фундаментов поперечных несущих стен зданий ограничивается величиной $\Delta S_{пр}$, выражаемой в долях расстояния между осями фундаментов этих конструкций. В ряде случаев расчет осадки

отдельных фундаментов по предельному значению $S_{пр}$ приводит к удовлетворению условий (6). В то же время неравномерность осадки по расчету оказывается больше, чем это допускается условием (7).

Представляет интерес решение задач о нахождении размеров двух соседних фундаментов, при которых неравномерность осадки была бы предельно допустимой. Очевидно, в таком случае необходимо, изменяя размеры, добиваться увеличения осадки того фундамента, который дает меньшую осадку, или, наоборот, уменьшения осадки второго фундамента. Если размеры рассматриваемых фундаментов найдены исходя из величины нормативного давления на грунт R^H , то ставить вопрос об уменьшении размеров подошвы с целью увеличения осадки фундамента нельзя, так как в этом случае напряжения по подошве превысили бы значение R^H , что, как известно, не допускается СНиП [33].

Неравномерность осадки двух соседних фундаментов можно уменьшить только за счет уменьшения осадки фундамента, дающего по расчету большую осадку.

Пусть фундамент 2 дает осадку S_2 по величине меньше осадки S_1 фундамента 1. В таком случае предельное значение осадки первого фундамента будет обусловлено максимальной величиной осадки второго фундамента при давлении по подошве, равном R^H , и предельным значением неравномерности осадки, т. е.

$$S_{пр.1} = S_2 + \Delta S_{пр} l, \quad (117)$$

где l — расстояние между осями рассматриваемых фундаментов в см;

$\Delta S_{пр}$ — предельно допустимое значение относительной неравномерности осадки, принимаемое по нормам (табл. 6).

Полученное значение предельно допустимой осадки первого фундамента подставим в формулу (113), тогда получим выражение

$$\frac{b}{\omega_{ж}} = \frac{A a_{0m} N_{01}^H}{K_{п}(S_2 + \Delta S_{пр} l)}, \quad (118)$$

а при учете загрузки соседних фундаментов — в формулу (114):

$$\frac{b}{\omega_{ж}} = \frac{A a_{0m} N_{01}^H}{K_{п}(S_2 + \Delta S_{пр} l) - 2K_{п} k_B a_{0m} \sum_{i=1}^j n_i P_{д.с i}}. \quad (119)$$

В приведенных формулах N_{01}^H — нормативная нагрузка по обрезу рассчитываемого первого фундамента. Расчет ведется аналогично расчету по формулам (113) и (114).

Для вычисления величины правой части равенств (118) и (119) необходимо предварительно найти значение осадки

второго фундамента (обычно имеющего меньшую площадь). Если это требуется, то при определении осадки влияние загрузки соседних фундаментов учитывается по методу, изложенному в предшествующей главе.

Предлагаемый путь решения задачи по выравниванию неравномерности осадки основан на требованиях СНиП II-Б.1-62* [33]: по нормам нельзя допускать, чтобы среднее давление по подошве фундаментов было больше величины нормативного давления на грунт. Это требование основывается на том, что при большом давлении зоны пластических деформаций под фундаментом получают развитие в глубину более, чем на четверть ширины его подошвы, т. е. возникнут условия, при которых существенно нарушается линейная зависимость между напряжениями и деформациями.

В дальнейшем, когда будет разработан метод расчета осадки фундаментов при значительном развитии зон пластических деформаций, представится возможность выравнивать неравномерности осадки путем увеличения их для тех фундаментов, осадки которых меньше, чем у соседних.

Пример 17. В примере 16 получено недопустимое значение неравномерности осадки. Требуется за счет изменения размеров подошвы фундаментов по оси *Б* уменьшить эту неравномерность до предельно допустимого значения.

1) Согласно табл. 6 допускается предельная разность осадок

$$\Delta S \cdot l = 0,002 \cdot 600 = 1,2 \text{ см.}$$

Подберем для фундамента 5 такое значение *b*, при котором удовлетворялось бы равенство (119). Для этого найдем величины, входящие в правую половину формулы. Согласно примеру 16 $\mu = 0,30$, $A = 1,225$, $K_{\text{II}} = 1$, $p_{\text{д.с. Б}} = 2,0 \text{ кг/см}^2$, $p_{\text{д.с. А, В}} = 2,1 \text{ кг/см}^2$. Поскольку величина $N_{\text{р}}$ при изменении *b* остается постоянной, т. е. равной 970 см, то $a_{\text{от}} = 0,0075 \text{ см}^2/\text{кг}$.

2) Определим

$$N_0^{\text{H}} = p_{\text{д}} F = 2,0 \cdot 400 \cdot 400 = 320\,000 \text{ кг,}$$

где *F* — площадь подошвы фундамента 5.

3) Приняв размеры подошв всех фундаментов $400 \times 400 \text{ см}$, по формуле (115) найдем соответствующие значения n_i отдельно для фундаментов по оси *Б* и по осям *А* и *В*. Затем вычислим n_{i1} и n_{i2} по графикам приложения для $N_1 = 700 \text{ см}$ (см. рис. 29, а) и $N_2 = 1000 \text{ см}$ (см. рис. 29, б); здесь и далее индексы при *n* и K_{II} показывают номера фундаментов, указанных на рис. 29:

$$n_{2, 8, 11} = 20 + \frac{38 - 20}{1000 - 700} (970 - 700) = 36,2;$$

$$n_{1, 3, 4, 6, 7, 9} = 22 + \frac{62 - 22}{1000 - 700} (970 - 700) = 58.$$

4) Тогда по формуле (119) при $k_{\text{Б}} = 1,057$ (см. табл. 15).

$$\frac{b}{\omega_{\text{ж}}} = \frac{1,225 \cdot 0,0075 \cdot 320\,000}{1(5,9 + 0,002 \cdot 600) - 2 \cdot 1 \cdot 1,057 \cdot 0,0075(36,2 \cdot 2,0 + 58,0 \cdot 2,1)} = 735 \text{ см.}$$

5) Подбираем значение b так, чтобы при делении его на $\omega_{ж}$ (см. табл. 16) частное равнялось 735 см.

При $b=520$ см и $\frac{H_p}{b} = \frac{970}{520} = 1,865$, $\omega_{ж} = 0,696$.

Следовательно, $\frac{b}{\omega_{ж}} = \frac{520}{0,696} = 747 > 735$. Если же принять $b=510$ см, то $\frac{b}{\omega_{ж}}$ будет меньше 735. Принимаем $b=520$ см (с запасом) с учетом модуля для ширины подошвы фундаментов 10 см.

6) Производим проверку правильности решения, сохранив при этом значение R^H .

Проверка решения

1) При увеличенных размерах подошвы фундамента уменьшается давление по подошве, под действием которого уплотняется грунт основания

$$p_{д. Б} = \frac{N_0^H}{bl} = \frac{320\,000}{520 \cdot 520} = 1,183 \text{ кг/см}^2.$$

2) Задаемся теми же значениями $H_1=700$ см и $H_2=1000$ см, тогда $a_{0m1}=0,070$ см²/кг, $a_{0m2}=0,0076$ см²/кг.

3) Найдем значения b_{y1} и b_{y2} по формулам (92)

$$b_{y1} = 520 \sqrt{\frac{1,183}{2,56 - 0,0018 \cdot 200}} \cdot \sqrt{\frac{0,0070}{0,005}} = 452,6 \text{ см};$$

$$b_{y2} = 520 \sqrt{\frac{1,183}{2,56 - 0,0018 \cdot 200}} \cdot \sqrt{\frac{0,0076}{0,005}} = 468,7 \text{ см}.$$

В примере 16 при $b=400$ см были получены практически такие же значения $b_{y1}=452,7$ см и $b_{y2}=468,7$ см.

4) При этих значениях b_{y1} и b_{y2} найдем величины $H_{p \cdot \phi 1}=598,5$ см и $H_{p \cdot \phi 2}=673,1$ см (см. пример 16).

5) Наложив план подошвы фундаментов при новых значениях $b=520$ см так, чтобы центр тяжести фундамента 5 совпадал с центром соответствующих графиков ($H_1=700$ и $H_2=1000$ см), подсчитываем количество точек пересечений графиков, приходящееся на каждый соседний фундамент, т. е. определим n_i . План фундаментов с уширенной подошвой изображен совмещенно на рис. 29; уширение фундаментов по оси Б показано пунктиром.

При $H_1=700$ см (см. рис. 29, а) для фундаментов по оси Б $n_{2,8}=19 \cdot 2=38$ точек пересечений, по осям А и Б $n_{1,3,4,6,7,9}=10 \cdot 2 + 0,5 \cdot 4=22$ точки пересечений.

При $H_2=1000$ см (см. рис. 29, б) $n_{2,8,11}=35 \cdot 2 + 3=73$, а $n_{1,3,4,6,7,9}=18 \cdot 2 + 6,5 \cdot 4=62$.

6) Определим значение K'_H по формуле (103), при этом предварительно найдем значение нормативного давления на грунт R^H (для новых размеров фундамента 5) равное 2,71 кг/см², для фундаментов по оси Б.

$$K'_{H2, 8, 11} = \frac{p_{д. с. i}}{R^H - \gamma_0 h} = \frac{1,183}{2,71 - 0,0018 \cdot 200} = 0,502;$$

для фундаментов по осям А и В

$$K'_{H1, 3, 4, 6, 7, 9} = \frac{2,1}{2,71 - 0,0018 \cdot 200} = 0,894.$$

7) Теперь по формулам (102) при $k_B = 0,863$ (см. табл. 15 для $\mu=0$) вычислим

$$H_{p1} = H_{pф1} + 4k_B \sum_{i=1}^j n_{i1} K'_{ni} = 598,5 + 4 \cdot 0,863 (38 \cdot 0,502 + 22 \cdot 0,894) = 732,3 \text{ см};$$

$$H_{p2} = 673,1 + 4 \cdot 0,863 (73 \cdot 0,502 + 62 \cdot 0,894) = 991,3 \text{ см}.$$

Значения H_{p1} и H_{p2} приблизительно равны значениям, полученным до увеличения подошвы фундамента. Ранее было отмечено, что введением b_y исключается влияние размеров подошвы фундаментов на величину расчетной мощности сжимаемой толщи. Расхождение в значениях H_{p1} и H_{p2} объясняется неточностью расчета и подсчета точек по графикам. Поэтому примем по данным примера 16 значение $H_p = 970 \text{ см}$. Тогда величина $a_{0m} = 0,0075 \text{ см/кг}$ (см. пример 15).

8) Найдем величины, входящие в формулу (104).

При $\frac{H_p}{b} = \frac{970}{520} = 1,565$ $\omega_{ж} = 0,663$; по табл. 15 $k_B = 1,057$; по оси B

$$K_{ni} = 1; \text{ по осям } A \text{ и } B K_{ni} = \frac{2,1}{1,183} = 1,78.$$

9) Вычислим по формуле (104) значение

$$H_{\Sigma} = 1,225 \cdot 0,663 \cdot 520 + 2 \cdot 1,057 \left\{ 1 \left[38 + \frac{73 - 38}{1000 - 700} (970 + 700) \right] + \right. \\ \left. + 1,78 \left[22 + \frac{62 - 22}{1000 - 700} (970 - 700) \right] \right\} = 788 \text{ см}.$$

10) Найдем значение осадки при увеличенных размерах подошвы фундамента по оси B по формуле (83)

$$S_b = H_{\Sigma} a_{0m} p_{дб} = 788 \cdot 0,0075 \cdot 1,18 = 7,0 \text{ см}.$$

При определении же размеров подошвы фундаментов по оси B исходили из допустимого значения предельной осадки

$$S_{бпр} = S_4 + \Delta S_l = 5,9 + 0,002 \cdot 600 = 7,1 \text{ см}.$$

Отсюда следует, что найденное значение осадки фундамента почти точно равно предельному.

Таким образом, по формулам (113)—(119) действительно можно определять размеры подошвы фундаментов исходя из предельно допустимого значения осадки с учетом допустимых перекосов и влияния загрузки соседних фундаментов.

§ 5. РАСЧЕТ РАЗМЕРОВ КРУГЛЫХ И КОЛЬЦЕВЫХ ФУНДАМЕНТОВ ПО ВЕЛИЧИНЕ ПРЕДЕЛЬНО ДОПУСТИМОГО КРЕНА

При возведении дымовых труб, водонапорных башен, доменных печей и других сооружений, обладающих очень большой жесткостью, часто используют круглые или кольцевые фундаменты. Относительно большие размеры таких фундаментов (в плане) позволяют принимать значительные величины нормативного давления на грунт основания даже в тех случаях, когда фундаменты обладают средними строительными качествами. Значения предельно допустимой осадки также часто не отражаются на выбираемых размерах (диаметре) таких фундамен-

тов, так как нормы допускают большую величину осадки (30 см).

Чаще всего размеры фундаментов указанных сооружений ограничиваются исходя из предельно допустимого крена при действии на них момента сил (крен этих сооружений ограничен обычно относительной величиной 0,004), поэтому весьма важно иметь формулы для расчета размеров подошвы круглых и кольцевых фундаментов исходя из предельно допустимого крена.

В настоящее время формулы для определения крена фундаментов методом ограниченной сжимаемой толщи еще не получены. В то же время известно, что жесткие фундаменты, передающие нагрузку на линейно деформируемое бесконечное полупространство, вызывают преимущественно напряжения в зоне, непосредственно примыкающей к подошве фундамента. Напряжения, возникающие на расстояниях, удаленных от этого фундамента более чем на величину его ширины, весьма незначительны. Следовательно, крен фундамента за счет деформаций нижележащих слоев основания почти не ощутим.

По этой причине для расчета диаметра круглых фундаментов, исходя из предельно допустимого крена, можно использовать формулу (66), рекомендуемую нормами [33].

Произведем преобразования этой формулы. Для этого в формуле (66) заменим произведение действующей силы на эксцентриситет моментом M^H , действующим в плоскости подошвы фундамента:

$$N^H e = M^H.$$

Затем подставим среднее значение E_{cp} из выражения (80), а среднее значение β_{0m} найдем по формуле (55). Тогда выражение (66) после преобразований примет вид:

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{3}{4r^3} \cdot \frac{(1 - \mu_{cp})^2}{1 - 2\mu_{cp}} a_{0m} M^H,$$

где r — радиус подошвы круглого фундамента;

μ_{cp} — среднее значение коэффициента бокового расширения грунта (коэффициента Пуассона).

Заменяя радиус подошвы на диаметр и учитывая выражение (53), получим

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{6}{d^3} A a_{0m} M^H. \quad (120)$$

Из этого выражения определим диаметр подошвы фундамента d по заданной величине предельно допустимого крена $\operatorname{tg} \theta_{пр}$:

$$d = \sqrt[3]{\frac{6A a_{0m} M^H}{\operatorname{tg} \theta_{пр}}}. \quad (121)$$

В выражении (121) A — коэффициент, зависящий от $\mu_{ср}$ и принимаемый по табл. 15; $a_{от}$ — средний коэффициент относительной сжимаемости грунта, определяемый по формулам (79) или (82) для расчетной сжимаемой толщи, величина которой устанавливается при определении осадки данного фундамента.

Часто с целью экономии в средней части круглого фундамента делается вырезка, поэтому важно иметь расчетные формулы для кольцевой подошвы фундамента. При вырезке диаметром не более $0,6 d_{нар}$ расчет можно производить по формуле (121), при этом ошибка будет менее 1%. Если внутренний диаметр кольца больше указанной величины, то размер фундамента подбирают по формуле, полученной из выражения (68):

$$d_{нар} = \sqrt[3]{\frac{6Aa_{от}M^H\omega_1(n)}{\operatorname{tg} \theta_{пр}}}. \quad (122)$$

Значение $\omega_1(n)$ принимается в соответствии с пояснениями к формуле (68).

Поскольку при отношении внутреннего диаметра кольцевой подошвы к наружному $n=0,95$ значение $\omega_1(n)$ не превышает 1,16 (это приводит к увеличению наружного диаметра лишь на 5%), целесообразно при расчете по предельно допустимому крену в большинстве случаев подбирать наружный диаметр кольцевого фундамента без учета внутренней вырезки, т. е. по формуле (121).

НЕКОТОРЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ ПО РАСЧЕТУ ОСНОВАНИЙ ПО ПРЕДЕЛЬНОМУ СОСТОЯНИЮ ПО УСТОЙЧИВОСТИ

§ 1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Как уже отмечалось, основным расчетом вертикально загруженных оснований является расчет по предельному состоянию по деформации. Расчет по предельному состоянию по несущей способности (устойчивости) согласно требованиям СНиП II-Б.1-62* должен производиться, если:

- 1) на основание передаются горизонтальные нагрузки в основном сочетании (подпорные стенки и др.);
- 2) основания ограничены вниз идущими откосами;
- 3) основания сложены скальными породами (грунтами).

Кроме того, необходимо расчет по устойчивости производить для фундаментов, работающих на выдергивание.

Расчет фундаментов по устойчивости производится на основное, дополнительное и особое сочетание расчетных нагрузок. В ряде случаев, когда дополнительное или особое сочетание нагрузок много больше основного, может возникнуть опасность потери устойчивости основания, загруженного вертикальной нагрузкой.

В общем случае расчет несущей способности (устойчивости) основания сводится к проверке условия

$$N \leq N_{\text{пр}}, \quad (123)$$

где N — расчетная нагрузка, передаваемая на основание, в наиболее невыгодной комбинации;

$N_{\text{пр}}$ — несущая способность основания для данного направления нагрузки N .

Предельное состояние устойчивости сооружения характеризуется условиями равновесия действующих сил и моментов и предельного сопротивления основания, что соответствует случаю $N = N_{\text{пр}}$.

Предельным равновесием нескального основания считают такое состояние, при котором на всем протяжении рассматриваемой поверхности скольжения справедливо равенство

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi + c, \quad (124)$$

где φ — расчетный угол внутреннего трения грунта;

c — расчетное удельное сцепление для глинистых грунтов или расчетный параметр линейности для песчаных грунтов;

σ и τ — нормальные и касательные напряжения по всей поверхности скольжения.

Для обеспечения устойчивости фундамента действующие усилия должны быть меньше предельного сопротивления основания. Коэффициент запаса устойчивости сооружения определяется отношением значений компонентов усилий сопротивления основания к соответствующим компонентам действующих усилий. Величина коэффициента запаса устойчивости k_3 принимается в соответствии со СНиП II-Б.3-62 по табл. 21 [32].

Таблица 21

Коэффициенты запаса k_3 устойчивости оснований

Сочетания расчетных нагрузок и воздействий	Класс капитальности сооружения			
	I	II	III	IV
Основные	1,3	1,2	1,15	1,1
Особые	1,1	1,1	1,05	1,05
Основные во время строительства	1,17	1,1	1,05	1,05

При проверке устойчивости сооружений, когда это требуется, учитывается давление воздушной волны от атомного взрыва как на сооружение, так и на открытую поверхность грунта, которое определяется в соответствии со специальной инструкцией.

§ 2. РАСЧЕТ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СКАЛЬНОГО ОСНОВАНИЯ

К скальным породам относятся изверженные метаморфические и цементированные осадочные породы, залегающие в виде сплошного массива или трещиноватого слоя, образующего подобие сухой кладки. Несущая способность (прочность) основания из скальных пород, независимо от размеров и глубин заложения фундаментов, вычисляется по формуле

$$N_{np} = kmR^n, \quad (125)$$

где k и m — соответственно коэффициент однородности скальной породы по временному сопротивлению на одноосное сжатие и коэффициент условий работы (произведение этих коэффициентов допускается принимать равным 0,5);

R^n — нормативное временное сопротивление образцов скальной породы на одноосное сжатие в водонасыщенном состоянии.

При большом разбросе значений временного сопротивления отдельных образцов скальной породы определяют коэффициент однородности

$$k = 1 - \frac{\sigma_c}{R_n}, \quad (126)$$

где σ_c — стандарт кривой распределения (средняя квадратичная ошибка).

Если по формуле (126) k меньше 0,5, то в формулу (125) подставляется меньшее значение k .

При вертикальной нагрузке на фундамент, опирающийся на скальное основание, требуется, чтобы даже краевое напряжение по подошве при внецентренном загрузении от основного, дополнительного или особого сочетания нагрузок не превосходило значения $N_{пр}$, т. е. выполнялось условие

$$P_{\max} \leq N_{пр}. \quad (127)$$

Значение P_{\max} определяется по формулам внецентренного сжатия. Отрыв части подошвы допускается в исключительных случаях с обязательной проверкой на опрокидывание сооружения или конструкции. Эта проверка производится на максимальные усилия, вызывающие опрокидывающий момент, и минимальные усилия, создающие удерживающий момент. На нормальные удерживающие усилия вводится коэффициент перегрузки меньше единицы 0,8 ÷ 0,9. Дополнительно учитываются возможные допустимые отклонения от проектного положения строительных конструкций (смещение несущих конструкций относительно оси подошвы фундамента и т. п.). Для обеспечения устойчивости на опрокидывание часто максимальное давление по подошве P_{\max} принимается много меньше предельного значения $N_{пр}$.

§ 3. РАСЧЕТ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ [УСТОЙЧИВОСТИ] ОСНОВАНИЯ, СЛОЖЕННОГО МЯГКИМИ ГРУНТАМИ, ПРИ ДЕЙСТВИИ ГОРИЗОНТАЛЬНОЙ СОСТАВЛЯЮЩЕЙ

При расчетах несущей способности оснований различают три вида возможного нарушения их устойчивости:

1) плоский сдвиг фундамента или сооружения по поверхности его опирания (по подошве);

2) сдвиг сооружения совместно с массивом грунта, простирающимся под всей подошвой фундамента и около него (сдвиг сопровождается осадкой с выпором грунта из-под фундамента в сторону);

3) смешанный сдвиг в пределах части фундамента по подошве, а в остальной части — совместно с массивом грунта.

Все указанные расчеты по устойчивости фундаментов при действии горизонтальной составляющей, а также при нисходящем откосе производятся по СНиП II-Б.3-62* [32].

**§ 4. РАСЧЕТ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ (УСТОЙЧИВОСТИ)
ОСНОВАНИЯ ПРИ ДЕЙСТВИИ ВЕРТИКАЛЬНОЙ НАГРУЗКИ**

По СНиП II-Б.1-62* расчет устойчивости основания под действием вертикальной нагрузки производить не требуется. Это объясняется тем, что при удовлетворении условия (8), когда давление на подошве от нормативных нагрузок не превышает величину нормативного давления на грунт, основания в подавляющем большинстве случаев устойчивы. Однако в некоторых случаях может возникнуть ситуация, при которой произойдет потеря устойчивости. Такое положение наиболее вероятно, когда дополнительное или особое сочетание расчетных нагрузок вызывает усилия, значительно превосходящие усилия от действия основного сочетания нормативных нагрузок, а подошва фундаментов заглублена на относительно небольшую глубину.

Вопросы устойчивости грунтов основания рассматриваются на основе теории предельного равновесия, развитой преимущественно советскими учеными проф. В. В. Соколовским, проф. В. Г. Березанцевым [2] и др.

Автор общего метода решения дифференциальных уравнений предельного равновесия В. В. Соколовский получил для плоской задачи формулу предельной несущей способности основания:

$$P_{\text{пред}} = N'_\gamma \gamma_0 y + N'_q q + N'_c c, \quad (128)$$

где γ_0 — объемный вес грунта;
 c — удельное расчетное сцепление грунта основания;
 q — пригрузка около фундамента ($q = \gamma_0 h$, где h — глубина заложения подошвы);
 y — координата (см. рис. 31);
 N'_γ, N'_q, N'_c — коэффициенты несущей способности грунта, принимаемые по табл. 22.

Таблица 22

Значения коэффициентов несущей способности для формулы (128)

Коэффициенты	Значения N' при φ в град								
	0	5	10	15	20	25	30	35	40
N'_γ	0,00	0,17	0,56	1,40	3,16	6,92	15,32	35,19	86,46
N'_q	1,00	1,57	2,47	3,94	6,40	10,70	18,40	33,30	64,20
N'_c	5,14	6,49	8,34	11,00	14,90	20,70	30,20	46,20	75,30

Этой формулой можно пользоваться для определения устойчивости оснований мелко заложённых фундаментов ($\frac{h}{b} < 0,5$).

Для ленточного фундамента проф. Н. А. Цытович [39] рекомендует предварительно определять крайние ординаты $p_{\text{пред}}$ при $y=0$ и $y=b$, где b — ширина подошвы.

Суммарная величина предельной нагрузки на грунт

$$N_{\text{пр}} = \frac{1}{2} (p_{0, \text{пред}} + p_{b, \text{пред}}) b. \quad (129)$$

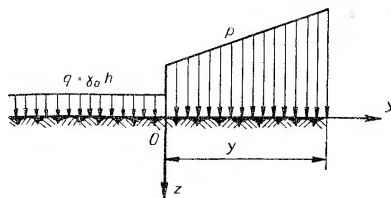


Рис. 31. Расчетная схема

Учитывая образование уплотненного ядра под жесткими фундаментами, В. Г. Березанцев [2] предлагает определять предельную несущую способность основания для мелкозаложенных фундаментов (при $\frac{h}{b} < 0,5$) по формулам:

для ленточного

$$N_{\text{пр}} = \left(N_{\text{тл}} \frac{\gamma_0 b}{2} + N_{q\text{л}} q + N_{c\text{л}} c \right) b; \quad (130)$$

для фундамента с круглой подошвой

$$N_{\text{пр}} = (N_{\text{тл}} \gamma_0 r + N_{q\text{к}} q + N_{c\text{к}} c) \pi r^2. \quad (131)$$

Значения коэффициентов несущей способности $N_{\text{тл}}$, $N_{q\text{л}}$, $N_{c\text{л}}$, $N_{\text{тк}}$, $N_{q\text{к}}$, $N_{c\text{к}}$, зависящие от расчетного угла внутреннего трения φ , приведены в табл. 23.

Если сравнить формулы (128), (130) и (131) с выражением, по которому вычисляется значение нормативного давления на грунт основания, то следует обратить внимание на их идентичность. Сопоставляя величины коэффициентов A , B и D по табл. 7 с коэффициентами N по табл. 22 и 23, обратим внимание, что при $\varphi=0^\circ$, величина $N_{\text{тл}}=A=0$, $N_{q\text{л}}=B$, $N_{c\text{л}}=1,6D$. Следовательно, при любых размерах подошвы, когда дополнительное или особое сочетание расчетных нагрузок превышает на 60% основное сочетание от нормативных нагрузок, решающим будет расчет по устойчивости, а не выполнение условия (8).

Таблица 23

**Значения коэффициентов несущей способности N
для ленточных и круглых фундаментов**

Коэффициенты	Значения N при φ в град													
	16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36	38	40	
$N_{\tau л}$	3,4	4,6	6,0	7,6	9,8	13,6	16,0	21,6	28,6	39,6	52,4	74,8	100,2	
$N_{q л}$	4,4	5,3	6,5	8,0	9,8	12,3	15,0	19,3	24,7	32,6	41,5	54,8	72,0	
$N_{с л}$	11,7	13,2	15,1	17,2	19,8	23,2	25,8	31,5	38,0	47,0	55,7	70,0	84,7	
$N_{\tau к}$	4,1	5,7	7,3	9,9	14,0	18,9	25,3	34,6	48,8	69,2	97,2	142,5	216	
$N_{q к}$	4,5	6,5	8,5	10,8	14,1	18,6	24,8	32,8	45,5	64,0	87,6	127,0	185	
$N_{с к}$	12,8	16,8	20,9	24,6	29,9	36,4	45,0	55,4	71,5	93,6	120,0	161,0	219	

Если грунт имеет нормативный угол внутреннего трения $\varphi^н = 12^\circ$, то расчетный угол внутреннего трения будет 10° . В этом случае $\frac{1}{2}N_{\tau} = 1,2A$, $N_q = 1,28B$ и $N_c = 1,88D$. Следовательно, некоторое превышение коэффициентов N_{τ} и N_q над значениями A и B компенсирует только коэффициент перегрузки, обычно принимаемый равным 1,2. Таким образом, при небольших значениях удельного сцепления грунта решающим может оказаться расчет по устойчивости, а не по $R^н$, тем более, что нормативное сцепление часто принимается в 4 раза больше расчетного.

Даже при нормативных $\varphi^н = 22^\circ$, $c^н = 0,14 \text{ кг/см}^2$ и расчетных $\varphi = 20^\circ$ и $c = 0,04 \text{ кг/см}^2$ (см. таблицы 2, 3 и 4) для фундаментов, имеющих $h = 1 \text{ м}$ и $b = 2 \text{ м}$, получается $R^н = 1,6 \text{ кг/см}^2$, а средняя интенсивность давления при предельной несущей способности грунта основания — $2,4 \text{ кг/см}^2$ (т. е. больше только на 50%, из которых 20% идет на покрытие коэффициента перегрузки). Следовательно, если величины дополнительного и особого сочетания нагрузок превышают более чем на 30% основное сочетание, то следует производить проверку по устойчивости.

Только при больших значениях угла внутреннего трения ($\varphi \gg 30^\circ$), что характерно для песков при вертикальной нагрузке, нет необходимости производить расчет оснований по несущей способности. Конечно, при этом имеется в виду, что глубина заложения и ширина подошвы при расчете по $R^н$ и несущей способности принимается одинаковой. В некоторых случаях, как, например, при устройстве подвалов до 2 м, глубина заложения фундамента при определении $R^н$ принимается от поверхности земли без учета выемки грунта для устройства подвала. Вычисление же несущей способности должно учитывать лишь глубину заложения фундамента от пола подвала.

Изложенное свидетельствует, что при слабых грунтах, обладающих углом внутреннего трения менее 30° , с небольшой величиной удельного сцепления недостаточно рассчитать вертикально загруженные фундаменты по деформации исходя из R^H , а необходимо проверять их по несущей способности (устойчивости).

В заключение следует отметить, что расчет предельной несущей способности оснований по формулам (129) – (131) приводит к заниженным значениям $N_{пр}$, поэтому при расчете по этим формулам нет необходимости вводить коэффициенты запаса по устойчивости, указанные в табл. 21.

ЛИТЕРАТУРА

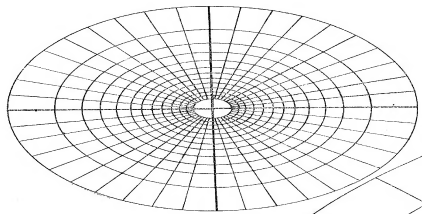
1. Агишев И. А. Зависимость между пористостью и модулем деформации, установленная полевыми испытаниями глинистых грунтов. Научно-техн. бюллетень «Основания и фундаменты», № 20.
2. Березанцев В. Г. Расчет прочности оснований сооружений. Л.—М., Госстройиздат, 1960.
3. Бирман С. Е. Об осадке жесткого штампа на упругом слое, расположенном на несжимаемом основании. ДАН СССР, т. ХСПП, вып. 5, 1953.
4. Бородачева Ф. Н. Действие вертикальной внецентрированной силы на кольцевой фундамент, расположенный на сжимаемом основании. «Основания, фундаменты и механика грунтов», 1968, № 1.
5. Васильев Б. Д. Основания и фундаменты. Изд. Л.—М., ОНТИ, 1937; Л.—М., Госстройиздат, 1955.
6. Васильев Б. Д. Возведение капитальных зданий на сильно сжимаемых основаниях. Л.—М., Гос. изд. архит. и градостроит., 1950.
7. Голубков В. Н. Исследование зоны уплотнения грунта в основаниях опытных штампов. «Основания, фундаменты и механика грунтов», 1959, № 2.
8. Голубков В. Н., Туганенко Ю. Ф. и Шеховцов В. С. Полевые исследования зоны деформации в лёссовых основаниях. Изв. ВУЗов, серия «Строительство и архитектура», вып. 4, 1963.
9. Далматов Б. И. Строительство капитальных зданий на грунтах с загорфованными прослойками. В сб.: «Строительство Ленинграда», № 2, 1941 (ЛНИИЖХ).
10. Далматов Б. И. Определение допускаемого давления на грунт по условию критически напряженного состояния. Научные труды ЛИСИ, вып. 11, Л.—М., Госстройиздат, 1951.
11. Далматов Б. И. К вопросу возведения зданий на сильно сжимаемых грунтах. Научные труды ЛИСИ, вып. 13, Л.—М., Госстройиздат, 1952.
12. Далматов Б. И. Практический расчет осадки фундамента методом ограниченной мощности сжимаемой толщи. Л., изд. ЛДНТП, 1965.
13. Далматов Б. И. Расчет осадки фундамента по методу ограниченной сжимаемой толщи. «Основания и фундаменты, инженерные конструкции, строительное производство». Л., изд. ЛИСИ, 1964. (Доклады на XXII научной конференции ЛИСИ).
14. Далматов Б. И. Причины развития неравномерных осадок фундаментов зданий и сооружений и меры по их устранению. «Пути повышения качества промышленного строительства». Л., ЛДНТП, 1965 (Материалы краткосрочного семинара).
15. Далматов Б. И., До Банг. Определение характеристик деформативности глинистого грунта во времени. «Механика грунтов, основания и фундаменты». Л., изд. ЛИСИ, 1968 (Краткие содержания докладов к XXVI научной конференции ЛИСИ).
16. Егоров К. Е. Методы расчета конечных осадок фундаментов. Сб. трудов НИИ оснований, вып. 13. М., Минмашстрой, 1949.
17. Егоров К. Е. Осадки фундаментов высотных зданий. Труды НИИ оснований. «Механика грунтов», вып. 24, Госстройиздат, 1954.
18. Егоров К. Е. К вопросу деформации основания конечной толщины. «Механика грунтов», вып. 34. М., Госстройиздат, 1958.
19. Егоров К. Е. О расчете кольцевых фундаментов на сжимаемом основании. Труды НИИ оснований и подземных сооружений, вып. 54. Госстройиздат, 1964.

20. Егоров К. Е. Расчет оснований под фундаменты с подошвой кольцевой формы. Доклад к VI Международному конгрессу по механике грунтов и фундаментостроению. М., Стройиздат, 1965.
21. Ефремов М. Г., Коновалов П. А., Михеев В. В. К вопросу о распределении послойных деформаций грунта в сжимаемой толще глинистых и песчаных оснований. «Основания, фундаменты и механика грунтов», 1963, № 6.
22. Кузьмин П. Г. и Ферропский В. И. Проектирование фундаментов по предельным состояниям. Росвузиздат, 1963.
23. Медков Е. И. Практическое руководство к исследованию механических свойств грунтов с применением стабилометра типа М-2. Л., Госэнергоиздат, 1959.
24. Науменко В. Г., Сотников С. Н. Рациональные конструкции пристроек высоких зданий, возводимых на сильносжимаемых грунтах. Материалы Всесоюзного совещания по строительству на слабых водонасыщенных глинистых грунтах. Таллин, 1965.
25. Науменко В. Г., До Банг. О нарушении и восстановлении структуры глинистых грунтов. «Механика грунтов, основания и фундаменты». Л., изд. ЛИСИ, 1967. (Краткие содержания докладов к XXV научной конференции ЛИСИ.)
26. Нормы и Технические условия проектирования естественных оснований зданий и промышленных сооружений (ННТУ 127-55). М., Госстройиздат, 1955.
27. Почасовец А. П. Экспериментальное исследование деформаций двухслойного основания с определением сжимаемой толщи. «Основания, фундаменты и механика грунтов», 1965, № 4.
28. Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений. М., Стройиздат, 1964 (НИИ оснований).
29. Роза С. А. Изучение уплотняемости и несущих свойств грунтов, слагающих основание сооружения. Л., изд. Гидроэнергопроекта, 1947.
30. Справочник проектировщика промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений. Основания и фундаменты. Л.—М., Стройиздат, 1964.
31. Строительные нормы и правила. Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования (СНиП II-A. II-62). М., Госстройиздат, 1962.
32. Строительные нормы и правила. Основания гидротехнических сооружений. Нормы проектирования (СНиП II-B. 3-62). М., Госстройиздат, 1962.
33. Строительные нормы и правила. Основания зданий и сооружений. Нормы проектирования (СНиП II-B. 1-62*). М., Стройиздат, 1962 и 1964.
34. Строительные нормы и правила. Строительные конструкции и основания. Основные положения (СНиП II-A. 10-62). М., Стройиздат, 1962.
35. Тимошенко С. П. Теория упругости. Л.—М., изд. ОНТИ, 1937.
36. Указания по особенностям инженерно-геологических изысканий и проектирования оснований на элювиальных грунтах. М., Стройиздат, 1964.
37. Указания по учету особенностей моренных грунтов Белоруссии при проектировании естественных оснований. Минск, «Полымя», 1964.
38. Хакимов Х. Р. Экспериментальное исследование мощности несущего слоя основания (сжимаемой толщи). Труды лаборатории оснований и фундаментов сооружений. М.—Л., изд. ОНТИ, 1938.
39. Цытович Н. А. Механика грунтов. М., Стройиздат, 1964.
40. Цытович Н. А., Зарецкий Ю. К., Малышев М. В. и др. Прогноз скорости осадок оснований сооружений. Стройиздат, 1967.
41. Швец В. Б., Казаков П. П. Измерение деформируемой зоны в связных грунтах. «Основания, фундаменты и механика грунтов», 1965, № 4.
42. R. Mindlin. Force at a point in the interior of a semi infinite soil 1939.

СОДЕРЖАНИЕ

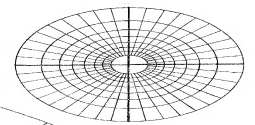
<i>Введение</i>	3
Глава первая. Исходные данные для расчета оснований по деформации	9
§ 1. Основные положения	—
§ 2. Нагрузки, учитываемые при расчете оснований	12
§ 3. Определение характеристик деформативности грунта по компрессионным испытаниям	15
§ 4. Определение характеристик деформативности грунта по испытаниям статической нагрузкой	19
§ 5. Выбор нормативных характеристик грунтов	27
§ 6. Предельные деформации оснований зданий и сооружений	30
Глава вторая. Определение нормативного давления на грунт основания и размеров подошвы фундамента	36
§ 1. Централью нагруженный отдельный фундамент	—
§ 2. Централью нагруженный ленточный фундамент	45
§ 3. Внецентренню нагруженный отдельный или ленточный фундамент	47
§ 4. Упрощенный расчет размеров подошвы фундамента	50
§ 5. Напряжения от собственного веса грунта	52
§ 6. Распределение напряжений в основаниях сооружений	53
§ 7. Определение нормативного давления на подстилающий слой слабого грунта	57
Глава третья. Основные существующие методы расчета осадок фундамента	60
§ 1. Общие положения	—
§ 2. Определение осадки методом суммирования	61
§ 3. Расчет осадки фундамента методом эквивалентного слоя при однородном грунте в основании	69
§ 4. Расчет осадок фундамента методом эквивалентного слоя при слоистом напластовании грунтов	72
§ 5. Расчет осадки фундамента по методу К. Е. Егорова	74
§ 6. Расчет крена фундамента	76
Глава четвертая. Расчет конечной осадки фундамента по методу ограниченной сжимаемой толщи	80
§ 1. Основные положения	—
§ 2. Расчет осадки фундамента при однородном грунте в основании	83
§ 3. Расчет осадки фундамента при слоистом напластовании грунтов	90
§ 4. Расчет осадки фундамента с учетом загрузки соседних фундамента и площадей	102

Глава пятая. Определение размеров подошвы фундаментов по величине предельно допустимой деформации	119
§ 1. Постановка задачи	—
§ 2. Критерий необходимости расчета осадок фундаментов	120
§ 3. Расчет размеров подошвы фундаментов по величине предельно допустимой абсолютной осадки	122
§ 4. Расчет размеров подошвы фундамента по величине предельно допустимой неравномерности осадки	124
§ 5. Расчет размеров круглых и кольцевых фундаментов по величине предельно допустимого крена	128
Глава шестая. Некоторые положения по расчету оснований по предельному состоянию по устойчивости	131
§ 1. Общие положения	—
§ 2. Расчет несущей способности скального основания	132
§ 3. Расчет несущей способности (устойчивости) основания сложенного мягкими грунтами, при действии горизонтальной составляющей	133
§ 4. Расчет несущей способности (устойчивости) основания при действии вертикальной нагрузки	134
Литература	137

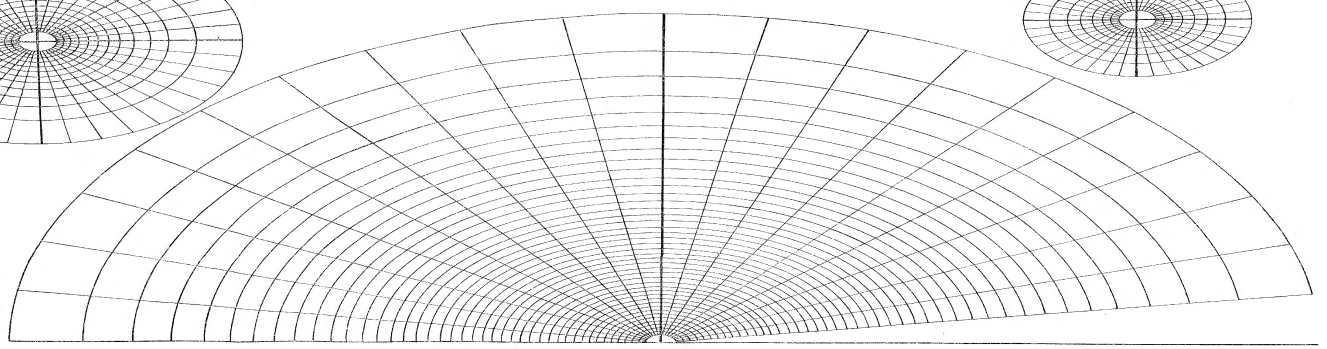


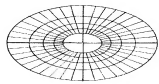
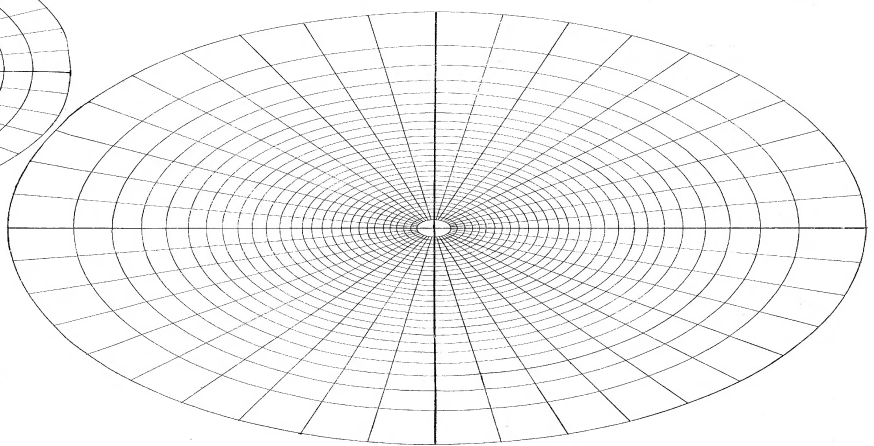
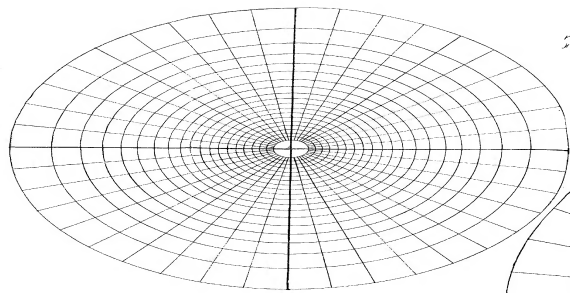
$r = 10m$
 $\mu = 0.27$

$r = 30m, \mu = 0.27$



$r = 7m$
 $\mu = 0.27$





Борис Иванович Далматов

РАСЧЕТ ОСНОВАНИЙ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ
ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ

Стройиздат, Ленинградское отделение
Ленинград, пл. Островского, 6

Редактор издательства *Л. В. Ассовская*
Технический редактор *Е. А. Пулькина*
Корректоры *Н. Г. Селина, С. Л. Чариков*
Обложка художника *Ю. И. Плото*

Сдано в набор 27/V 1968 г. Подписано к печати 16/VIII 1968 г.
М-21154. Формат бумаги 60×90^{1/16} № 2. Бум. л. 4,75. Печ. л. 9,0+
+1 вкл. Уч.-изд. л. 8,7. Изд. № 1075 Л. Тираж 18 500 экз.
Заказ № 1049. Цена 44 коп.

Ленинградская типография № 4 Главполиграфпрома Комитета
по печати при Совете Министров СССР, Социалистическая, 14.

**ЛЕНИНГРАДСКОЕ ОТДЕЛЕНИЕ СТРОЙИЗДАТА
ГОТОВИТ
ДЛЯ НАУЧНЫХ РАБОТНИКОВ И ПРОЕКТИРОВЩИКОВ
В 1969 ГОДУ:**

Книгу канд. техн. наук А. И. Вишнякова «Разработка методов алгоритмов и программ решений инженерно-строительных задач на ЭЦВМ», которую автор предназначает для широкого круга проектировщиков и научных работников; в ней излагаются основные сведения и рекомендации по использованию ЭЦВМ в расчетах строительного проектирования. Приводятся данные о существующих методах и программах, способы разработки методов алгоритмов и программ инженерных задач; автор знакомит также с особенностями ЭЦВМ и опытом их применения.

Объем книги 8 л. Ориентир. цена 60 коп.

В работе канд. техн. наук С. И. Гапеева «Укрепление мерзлых оснований охлаждением» описаны способы сохранения расчетных отрицательных температур под фундаментами сооружений на вечномерзлых грунтах и приведены данные по укреплению мерзлых оснований охлаждением в процессе эксплуатации.

Главное внимание уделено проектированию охлаждающих установок, различных по назначению и конструктивным особенностям, а также — выбору типов и конструкций фундаментов с размещенными в них самонастраивающимися, автоматически действующими охла-

ждающими установками при возведении новых сооружений на вечномерзлых грунтах.

Объем книги 8 л. Ориентир. цена 40 коп.

Авторы книги «Резонансные виброплощадки с упругими прокладками» канд. техн. науч С. А. Осмаков и А. Н. Лялинов предлагают практический метод подбора параметров виброплощадок с горизонтальными колебаниями, исследуют резонансные колебания вибратора с упругим ограничителем перемещения.

Объем книги 6 л. Ориентир. цена 40 коп.

Книга канд. техн. наук А. К. Путилина «Физико-механические методы контроля бетона в конструкциях» рассматривает взаимосвязь прочности на сжатие со скоростью упругих волн и акустическим сопротивлением в зависимости от минерального состава породы, ее плотности, упругости, сжимаемости, возраста породы и т. д.

Объем книги 8 л. Ориентир. цена 50 коп.

ТОВАРИЦИ!

Книги Стройиздата можно заказать заранее, до выхода в свет. Это гарантирует своевременное их получение, экономит время и оказывает помощь Издательству в правильном определении тиража.

Предварительные заказы принимают все магазины местных Книготоргов.