

МИНИСТЕРСТВО ПУТЕЙ СООБЩЕНИЯ СССР
ДНЕПРОПЕТРОВСКИЙ ИНСТИТУТ
ИНЖЕНЕРОВ ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНОГО ТРАНСПОРТА

На правах рукописи

Аспирант С. Г. КУШНЕР

**МЕТОДИКА РАСЧЕТА ОСАДОК
ФУНДАМЕНТОВ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ
ПРИ НАЛИЧИИ В ОСНОВАНИИ РАЗВИТЫХ
ОБЛАСТЕЙ ПРЕДЕЛЬНОГО РАВНОВЕСИЯ**

Диссертация написана на русском языке

Специальность 05.481

Механика грунтов, основания, фундаменты
и подземные сооружения

А В Т О Р Е Ф Е Р А Т
диссертации на соискание ученой степени
кандидата технических наук

ДНЕПРОПЕТРОВСК
1972

НТБ
ДНУЖТ

На правах рукописи

Аспирант С. Г. КУШНЕР

47/8a
МЕТОДИКА РАСЧЕТА ОСАДОК
ФУНДАМЕНТОВ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ
ПРИ НАЛИЧИИ В ОСНОВАНИИ РАЗВИТЫХ
ОБЛАСТЕЙ ПРЕДЕЛЬНОГО РАВНОВЕСИЯ

Диссертация написана на русском языке

Специальность 05.481

Механика грунтов, основания, фундаменты
и подземные сооружения

А В Т О Р Е Ф Е Р А Т
диссертации на соискание ученой степени
кандидата технических наук

ДНЕПРОПЕТРОВСК
1972

НТБ
ДНУЖТ

Работа выполнена в период пребывания автора в заочной аспирантуре на кафедре «Оснований, фундаментов и подземных сооружений» Днепропетровского института инженеров железнодорожного транспорта.

Научный руководитель доктор технических наук, проф. М. Н. ГОЛЬДШТЕЙН.

Официальные оппоненты:

доктор технических наук, проф. К. Е. ЕГОРОВ,
доктор технических наук, проф. А. К. СЫЧЕВ.

Ведущее предприятие: Приднепровский Промстройпроект.

Автореферат разослан « 21 » . *апрель* . 1972 г.

Защита диссертации состоится « 26 » *мая* . 1972 г. на заседании Ученого Совета Днепропетровского института инженеров железнодорожного транспорта.

Отзывы на автореферат в двух экземплярах, заверенные печатью учреждения, просим направлять по адресу: г. Днепропетровск, 10, ул. Университетская, 2, Днепропетровский институт инженеров железнодорожного транспорта, ученому секретарю.

С диссертацией можно ознакомиться в библиотеке института.

Ученый секретарь Совета, доцент
Л. Н. ЛЕБЕДИНЕЦ

НТБ
ДНУЖТ

ВВЕДЕНИЕ

Директивами XXIV съезда КПСС по пятилетнему плану развития народного хозяйства СССР на 1971—1975 годы предусмотрено значительное увеличение объема капитального строительства, особенно в районах Севера, Сибири и Дальнего Востока. В связи с этим возрастает необходимость строительного освоения площадок, сложенных слабыми сильно сжимаемыми грунтами. Это потребует, в свою очередь, совершенствования методики расчета осадок фундаментов мелкого и глубокого заложения, так как этот расчет лежит в основе принципа проектирования сжимаемых оснований по деформациям, предписанного СНиП.

В практике расчета осадок фундаментов наиболее распространена модель линейно-деформируемого тела, положенная в основу ряда частных расчетных моделей. Среди них, кроме моделей, построенных на решениях теории упругости (Буссинеск, Фламан, К. Е. Егоров), известны различные упрощенные модели.

В последние годы развиваются способы расчета, основанные на модели физически нелинейного тела, позволяющей полнее учесть реальные свойства грунта. Наряду с этими более строгими решениями, используются также методы, построенные на различных допущениях и упрощениях, вводимых в результате экспериментальных исследований. Эти методы дают в большинстве случаев вполне приемлемые для практики результаты, позволяя, вместе с тем, использовать для расчетов замкнутые решения (Н. Н. Маслов, В. А. Флорин, Н. В. Лалетин, И. И. Черкасов, В. Н. Голубков и др.). Одна из наиболее распространенных условных моделей выделяет две составляющие осадки, из которых первая зависит от уплотне-

ния в вертикальном направлении, вторая — от поперечных деформаций грунта. Последняя находится либо путем приближенного решения смешанной задачи (М. И. Горбунов-Посадов, В. Г. Березанцев), либо на основе экспериментальных данных и различных упрощений (В. Г. Березанцев, Б. В. Бахолдин и др.). Однако для использования одних из упомянутых методов отсутствуют исчерпывающие экспериментальные данные, другие не доведены до практического применения или относятся только к фундаментам глубокого заложения.

Известно, что определенная часть полной осадки приходится на начальную или мгновенную составляющую. Практически она не учитывается, хотя в отдельных случаях ее доля в общей осадке достаточно велика. Способы расчета этой составляющей основываются на решениях теории упругости. Вместе с тем некоторые вопросы методики такого расчета недостаточно разработаны. Это касается определения величины и направления горизонтальных упругих перемещений точек основания от вертикальной нагрузки и влияния на напряженно-деформированное состояние основания контактных касательных сил, возникающих наряду с нормальными под нагруженным вертикальной нагрузкой фундаментом.

По СНиП II-Б. I-62* осадки рассчитываются только при таких давлениях под подошвой, при которых не нарушается линейная зависимость между деформациями и напряжениями. Поэтому осадки, вычисленные по СНиП, в большинстве случаев оказываются ниже предельно допустимых для сооружений, а размеры фундаментов — завышенными. Приняв $R^n < p < p_{пр}$ (R^n , $p_{пр}$ — соответственно нормативное и предельное давление на основание) при соблюдении равенства вычисленных и предельных осадок можно получить более экономичные проекты фундаментов, проводя расчеты с учетом нелинейности грунтовой среды и наличия в основании локальных областей предельного равновесия, когда до исчерпания его несущей способности еще далеко.

Настоящая работа посвящена разработке пригодного для инженерной практики метода расчета осадок круглых и эквивалентных по площади квадратных фундаментов при давлениях под подошвой $R^n < p < p_{пр}$. Результаты расчетов по этому методу сопоставлены с данными экспериментов автора на центрифуге ДИИТа, а также с опытами других исследователей. Автором проведены исследования распределения перемещений и напряжений в упругой среде, позволившие уточнить

некоторые вопросы, связанные с определением осадки в первой фазе деформации, в том числе ее начальной или мгновенной составляющей.

Диссертация состоит из предисловия, четырех глав и заключения. В связи с большим объемом выполненных ранее по этой проблеме исследований, принадлежащих различным авторам, и значительным количеством публикаций, оказалось целесообразным составить дополнительно к диссертации приложение, в котором помещены подробный аналитический обзор предложенных до сих пор методов расчета осадок с классификацией по характеру исходных предпосылок и библиография, содержащая 320 наименований.

НТБ
ДНУЖТ

Глава I. ФАКТОРЫ, ВЛИЯЮЩИЕ НА ОСАДКУ ФУНДАМЕНТА, И КЛАССИФИКАЦИЯ МЕТОДОВ РАСЧЕТА ОСАДОК

Полная конечная осадка фундамента S состоит из начальной или мгновенной осадки, иногда называемой упругой, и остаточной осадки. Первая происходит в начальный момент передачи на грунт нагрузки, вторая — за счет вертикальных перемещений (уплотнения) и поперечных деформаций грунта.

В связи с исследованием деформаций основания при давлениях $r_{\text{проп}} < p < r_{\text{пр}}$ или $R^H < p < r_{\text{пр}}$ ($r_{\text{проп}}$ — предел пропорциональности) в работе рассматриваются первая и вторая фазы деформации (уплотнения и сдвигов). В процессе уплотнения грунта имеют место как объемные, так и сдвиговые деформации. При $p \leq r_{\text{проп}}$ объемные деформации уплотнения происходят под воздействием нормальных напряжений. Когда $r_{\text{проп}} < p < r_{\text{пр}}$ (вторая фаза деформации), осадка возрастает преимущественно вследствие поперечных деформаций грунта (уплотнения в поперечном направлении). Хотя в этом случае роль девиаторных напряжений повышается, влияние нормальных напряжений все же остается весьма существенным, так как под их воздействием при деформациях сдвига происходит изменение объема.

Для определения напряжений в грунте в первой фазе деформации используются решения теории упругости. Они дают значения нормальных и касательных напряжений при различных видах нагрузки на поверхности. Однако из-за различной распределительной способности грунтов фактическое распределение напряжений отличается от теоретического. В одних случаях наблюдается повышенная концентрация вертикальных нормальных напряжений по оси нагрузки, в других — рассеивание напряжений. Распределение вертикаль-

ных напряжений в глинистых грунтах приближается к результатам, даваемым теорией упругости, в песчаных — значительно отличается от них. Наблюдаемая в песках концентрация вертикальных напряжений лучше всего описывается решением Фрелиха при коэффициентах концентрации $\nu > 3$. Помимо решений теории упругости, для определения вертикальных нормальных напряжений в первой фазе деформации могут использоваться некоторые приближенные методы, как например, углового рассеивания напряжений, Шейдига и т. д. Определение горизонтальных нормальных напряжений в этой фазе на основе теории упругости не дает удовлетворительных результатов. Для расчета бокового давления грунта на практике обычно пользуются теорией предельного равновесия. Методы определения вертикальных и горизонтальных нормальных напряжений во второй фазе деформации отсутствуют.

В этой же главе рассмотрены некоторые особенности пространственной и плоской задач теории упругости, связанные с влиянием характеристик деформируемости среды. В частности подчеркнуто, что решения пространственной задачи (Буссинеск, Г. И. Глушков, М. Б. Корсунский) дают на поверхности и вблизи нее растягивающие радиальные и горизонтальные напряжения, уменьшающиеся с увеличением коэффициента Пуассона μ и исчезающие при $\mu = 0,5$. При наличии особых условий в плоской задаче также может иметь место растяжение (Б. А. Берг и др.). Решение Фрелиха растяжения не дает, что соответствует неспособности сыпучих грунтов сопротивляться растягивающим напряжениям. В экспериментах, проведенных, в основном, с песчаными грунтами, такие напряжения не были обнаружены.

С возрастанием μ величина осадки, найденная на основе решений теории упругости, уменьшается. Поэтому иногда считают, что поскольку глинистые грунты характеризуются большими значениями μ , чем песчаные, то при прочих равных условиях теория дает для них соответственно меньшие величины осадок. Этот вывод, справедливый для упругих сред, не всегда применим к грунтам. Встречаются мало сжимаемые песчаные грунты при $\mu = 0,25—0,30$ и, наоборот, сильно сжимаемые глинистые при $\mu = 0,40—0,45$, что Г. К. Клейн связывает с большой ролью пористости в структурных деформациях грунта.

На основании анализа зависимости между деформациями и напряжениями и некоторых других особенностей грунтовых

моделей, автором предложена классификация методов расчета осадок, которая позволяет лучше разграничить эти методы и уточняет пределы их применимости, что весьма важно для практики проектирования.

Глава II. ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАЧАЛЬНОЙ ИЛИ МГНОВЕННОЙ СОСТАВЛЯЮЩЕЙ ОСАДКИ

Начальная или мгновенная осадка S_0 в большинстве существующих методов не учитывается, так как обычно невелика. Однако в отдельных случаях, при быстром загрузении сооружений (силосов, элеваторов, гидравлическом испытании резервуаров мокрых газгольдеров, резервуаров для нефтепродуктов, аппаратов колонного типа и т. п.), оценке кратковременных испытаний грунта пробной нагрузкой и т. д., когда в основании залегают грунты, обладающие структурными связями (элювиальные и др. — здесь начальная осадка рассматривается как чисто упругая) или водонасыщенные глинистые, эта составляющая может оказаться существенной. Вопрос о природе начальной осадки на водонасыщенных глинистых грунтах недостаточно изучен. Некоторые авторы предполагают, что она происходит при отсутствии рассеивания порового давления (до начала выжимания воды) в результате деформации нагруженного массива только за счет изменения формы ($\mu=0,5$).

Определение начальной осадки производится на основе решений теории упругости, например по Шлейхеру или К. Е. Егорову, с использованием модуля нормальной упругости (для структурных грунтов) или модуля деформации E_s , определяемого из недренированных трехосных испытаний (для водонасыщенных глинистых грунтов).

С целью уточнения некоторых вопросов, поставленных практикой соответствующих расчетов, в настоящей главе рассмотрены горизонтальные перемещения точек основания и влияние контактных касательных сил на величину и распределение вертикальных нормальных напряжений и перемещений от вертикальной полосовой нагрузки.

Исследованы решения, определяющие горизонтальные перемещения точек полуплоскости от нагрузки на ее границе в виде гибкой и жесткой полос. Анализ показывает (рис. 1), что вертикальная нагрузка на границе полубесконечной упру-

гой среды вызывает на поверхности и вблизи нее горизонтальные перемещения, направленные внутрь, в сторону оси симметрии нагрузки. С некоторой глубины перемещения направлены от оси наружу. Анализируются причины такого поведения среды.

Показано, что пригрузка, приложенная вдоль всей свободной границы полуплоскости, не изменяет характера распределения упомянутых горизонтальных перемещений на поверхности и вблизи нее.

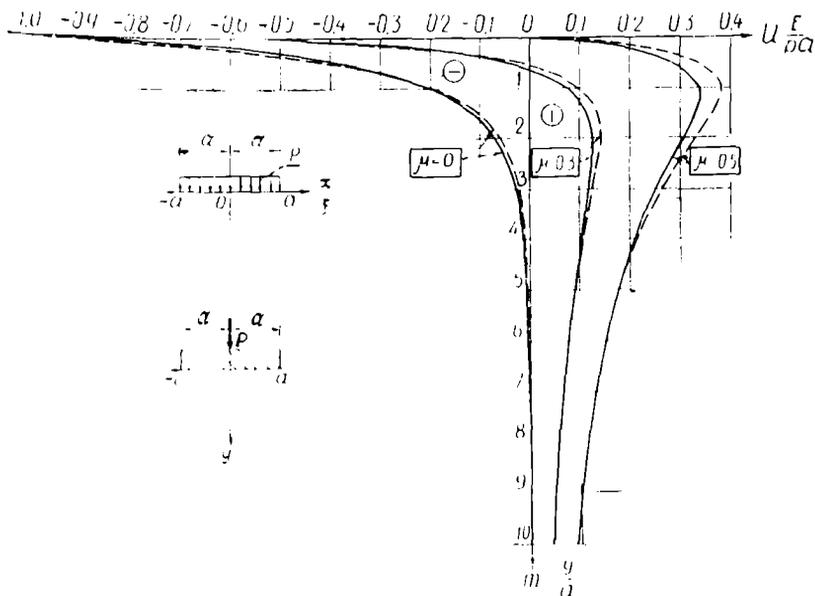


Рис. 1. Графики горизонтальных перемещений под полосовой нагрузкой на вертикали $x=a$
 --- гибкая полоса;
 ——— жесткая полоса.

Указанные выше решения, определяющие горизонтальные перемещения в загруженной вертикальной полосовой нагрузкой упругой среде, получены в предположении отсутствия контактных касательных сил. В действительности, в плоскости контакта при действии вертикальной нагрузки возникают не только нормальные, но и касательные усилия, оказывающие

НЕТ
ДРУЖТ

сопротивление горизонтальным смещением частиц среды относительно подошвы полосы. В диссертации принято, что контактные касательные силы распределены по закону $q_t = f(\xi)r$, где ξ — текущая координата, симметричны относительно оси полосы (при симметричной вертикальной нагрузке), направлены противоположно направлению горизонтальных перемещений точек среды, вызванных вертикальной нагрузкой, т. е. от оси наружу и, следовательно, проходят через нуль на оси полосы. Такое направление соответствует выводам Б. Д. Васильева и Л. И. Дятловицкого.

Показана ошибочность вывода Фрелиха о том, что на оси полосы в точке (0,0) вертикальные напряжения, вызванные контактными касательными усилиями, имеют максимальное значение. Между тем, в действительности они должны быть равны нулю. Аналогичная ошибка допущена Фрелихом при учете контактных касательных сил под гибким круглым фундаментом. Эти ошибки, а также принятое направление контактных касательных сил к оси приводили к тому, что в первой фазе деформации при учете контактных касательных сил осевые вертикальные напряжения в основании (особенно в плоскости контакта), вызванные вертикальной нагрузкой, принимались существенно преувеличенными. В действительности, наоборот, эти силы вызывают некоторое уменьшение вертикальных напряжений и перемещений в основании. Следовательно, наблюдаемая в грунтах концентрация напряжений не может быть связана с упомянутыми касательными силами. Установлено, что если в плоскости контакта приложить такие касательные силы, которые бы обращали в нуль горизонтальные перемещения точек плоскости контакта от вертикальной равномерной нагрузки (их равнодействующая в пределах полуширины полосы превышает аналогичную равнодействующую под жестким штампом при $u=0$), то влияние этих сил на величину вертикальных нормальных напряжений и перемещений, вызванных вертикальной равномерной нагрузкой, будет незначительным. Одновременно показано, что на глубине, соответствующей полуширине полосы, напряжения σ_y , вызванные контактными касательными усилиями при различных законах распределения последних, отличаются незначительно, если равнодействующие этих сил, определяемые в пределах полуширины полосы, равны. Таким образом, влияние контактных касательных сил на вертикальные нормальные напряжения от вертикальной нагрузки в пределах актив-

НТ
ДНУЖТ

ной зоны можно установить при известной величине равнодействующей даже не зная точного закона распределения этих сил.

Изложенные выше соображения были экспериментально подтверждены исследованием распределения горизонтальных перемещений под полосовой нагрузкой с помощью поляризационно-оптического метода. Пластика из эпоксидной смолы помещалась в кассету с прозрачными стенками. Использовались жесткий и гибкий штампы. Гибкий штамп состоял из восьми брусочков шириной 2 мм каждый, соединенных поверху системой шарнирно опертых балочек. Нагрузка, создаваемая домкратом, передавалась на штамп через тензомер (показания снимались осциллографом) и шток. Штамп устанавливался на прокладку из фторопласта (тефлона) с коэффициентом трения 0,02.

Из результатов, полученных в настоящей главе, делается вывод, что в первой фазе деформации осадку (в том числе составляющую S_e) можно определять без учета влияния контактных касательных сил, поскольку пренебрежение этими силами идет в запас.

Глава III. МЕТОД ИНЖЕНЕРНОГО РАСЧЕТА ОСАДОК ФУНДАМЕНТОВ ПРИ ДАВЛЕНИЯХ, ПРЕВЫШАЮЩИХ НОРМАТИВНОЕ ДАВЛЕНИЕ НА ОСНОВАНИЕ

Разработанный в диссертации способ расчета имеет целью устранить недостаток СНиП II-Б-I-62*, связанный с отсутствием методики определения осадок при таких давлениях, когда нарушается линейная зависимость между деформациями и напряжениями. Строгое решение задачи об осадке фундаментов в этом случае сталкивается с большими теоретическими трудностями. В последние годы появились некоторые инженерные методы, направленные на преодоление упомянутого противоречия (методы В. Г. Березанцева, Смольщика, Б. В. Бахолдина и др.). По В. Г. Березанцеву, Б. В. Бахолдину и др. полная осадка находится путем добавления к осадке линейно-деформируемой среды дополнительной, возникающей за счет боковых смещений частиц грунта в результате развития под фундаментом областей предельного состояния. Эти методы учитывают физическую нелинейность грунтовой среды. Однако методы В. Г. Березанцева, Б. В. Бахолдина относятся к фундаментам глубокого заложения. Для использования других

НТБ
ДНУЖТ
11

приближенных методов отсутствуют исчерпывающие экспериментальные данные. В главе излагается метод инженерного расчета осадок фундаментов при относительном заглублении $h/2a \geq 0,67-1,0$, когда в основании имеются развитые локальные области предельного равновесия, но несущая способность его еще не исчерпана. Если принять среднее давление под подошвой $R^H < p < R_{пр}$ (вторая фаза деформации) и ввести соответствующий коэффициент условий работы, то максимальное значение этого давления во многих случаях определится из условия $S = S_{пр}$, где S — осадка, вычисляемая по предложенным ниже формулам; $S_{пр}$ — предельная осадка по СНиП II-Б. I-62*. Такой подход особенно целесообразен в случаях, когда нет общего выпирания грунта на поверхность и графики «нагрузка-осадка» характеризуются отсутствием вертикального падения кривой и явно выраженных точек перелома даже при больших нагрузках (фундаменты мелкого заложения на рыхлых и средней плотности песчаных и слабых глинистых грунтах; фундаменты глубокого заложения).

Полную конечную осадку можно выразить в виде суммы начальной S_e и остаточной S_p осадок. Последняя, в свою очередь, может быть найдена на основе упрощенной схемы Терцаги (рис. 2а), расчленяющей осадку на составляющие, зависящие соответственно от уплотнения в вертикальном направлении S_w и поперечных деформаций грунта S_u . Таким образом полная конечная осадка определяется формулой

$$S = S_e + S_w + S_u. \quad (1)$$

Методика определения S_e приведена во второй главе. Если $S_e = 0$, то

$$S = S_w + S_u, \quad (2)$$

что соответствует схеме Терцаги. Эта схема построена на допущении, что вертикальная нагрузка передается столбу грунта, ограниченному цилиндрической поверхностью, проходящей через периметр фундамента (назовем его несущим столбом грунта). Вблизи подошвы фундамента такая передача нагрузки имеет место при давлениях $p > R_{пр01}$, когда под краями фундамента образуются зоны предельного равновесия. При этом, вследствие перераспределения давления (оно под фундаментом возрастает), вся нагрузка до некоторой глубины приходится на несущий столб. Под действием этой нагрузки про-

НТБ
ДНУЖТ

исходит уплотнение несущего столба в вертикальном направлении (составляющая S_w — рис. 2, поз. 1) и расширение в поперечном, что приводит к уплотнению окружающего массива грунта и возникновению дополнительной осадки (составляющая S_u — рис. 2, поз. 2; поперечное расширение несущего столба условно показано в виде заштрихованных зон a_1d и b_1c). В действительности эти явления происходят одновременно и частицы грунта под фундаментом движутся по криволинейным траекториям.

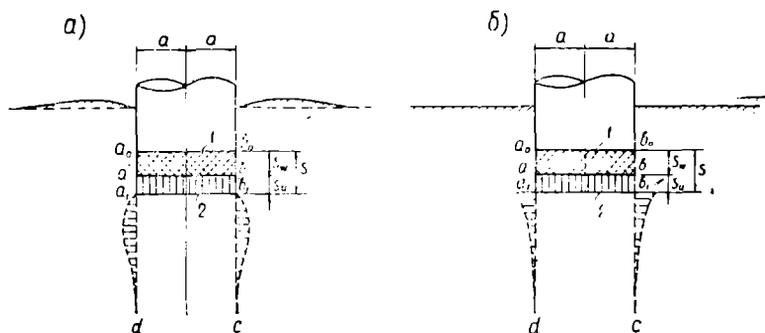


Рис. 2. Схема осадки фундамента в результате деформации несущего столба грунта

а — с учетом касательных напряжений по подошве фундамента;
б — без учета касательных напряжений;

1 — осадка за счет уплотнения; 2 — осадка за счет боковых деформаций.

Составляющая осадки S_w вычисляется обычными методами теории линейно-деформируемой среды (по СНиП II-Б.1-62*). Если здесь, также как и при нахождении S_e , учитывается распределяющая способность грунта, т. е. наличие касательных напряжений по боковой поверхности несущего столба, то при определении S_u принято, что на упомянутой поверхности $\tau=0$. Это позволяет повысить боковое давление по контуру несущего столба и тем самым компенсировать за счет увеличения S_u наблюдаемую в натуре и не учитываемую методами линейно-деформируемой среды концентрацию вертикальных напряжений под фундаментом.

При пользовании формулой (1) S_w и S_u определяются по модулю остаточной деформации E_p , при пользовании формулой (2) — по модулю деформации E .

Возможность определения полной (остаточной) осадки по

НТБ
ДНУЖТ

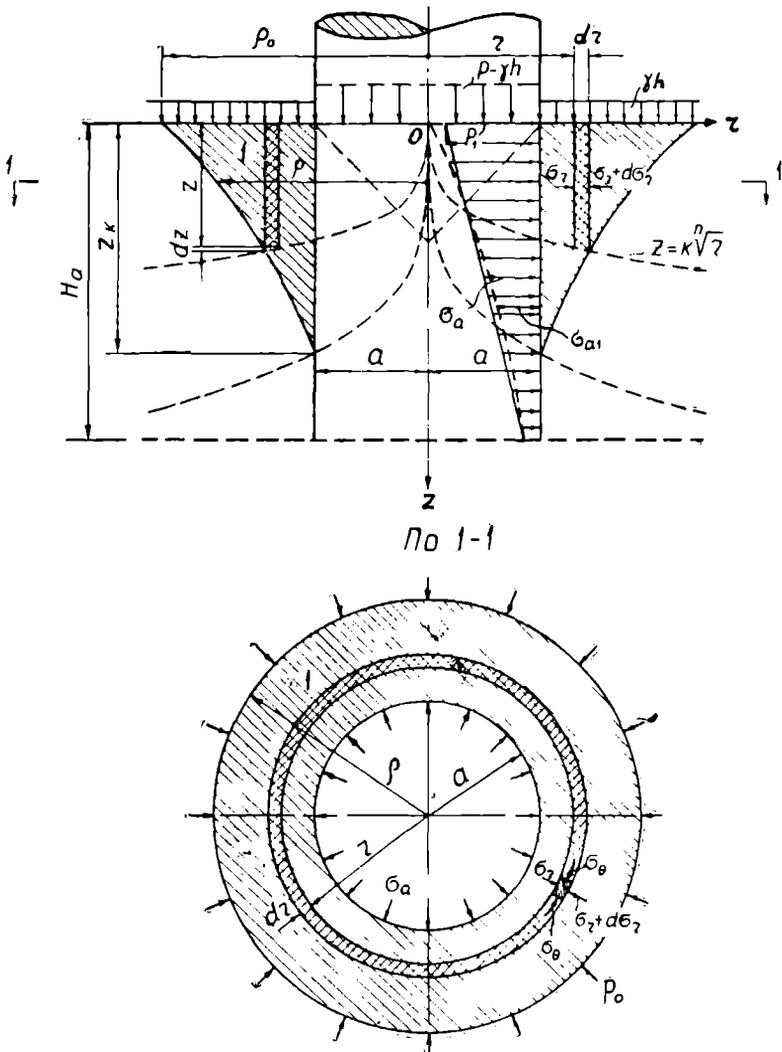


Рис. 3. Приближенная расчетная схема
 1 — часть области предельного равновесия, в которой происходит боковое уплотнение грунта.

НТБ
 ДНУЖТ

формуле (2) с учетом поперечных деформаций грунта подтверждается опытами Кеглера и Шейдига, Эггстада, И. И. Черкасова и К. Ибрагимова, наблюдениями Н. А. Цытовича и Б. Д. Васильева за деформациями оснований, сложенных сильно сжимаемыми грунтами, работами Фрелиха, В. Г. Березанцева, Б. В. Бахолдина, М. Н. Гольдштейна, П. А. Коновалова и др.

Далее по подобной схеме (рис. 2,б — здесь в плоскости контакта $\tau=0$) и давлениях $R^n < p < p_{пр}$ находится дополнительная осадка S_{Σ} круглого фундамента. При этом учитывается возможность повышения R^n . Поскольку под краями фундамента грунт находится в состоянии предельного равновесия, то радиальное давление σ_{a1} (рис. 3), передаваемое несущим столбом, приводит к уплотнению грунта в той части зоны предельного равновесия, которая непосредственно примыкает к несущему столбу. Наблюдаемое при этом изменение объема ΔV можно определить как расширение первоначально цилиндрической полости диаметром $2a$ и высотой, соответствующей глубине зоны предельного равновесия. Дополнительная осадка будет равна

$$S = \frac{\Delta V}{\pi a^2}. \quad (3)$$

Предполагается, что грунт однороден и изотропен, а напряжения от его собственного веса распределены по гидростатическому закону. Процесс вытеснения грунта из-под фундамента приближенно выражается схемой Терцаги вытеснения грунта при внедрении в него конца сваи. Непосредственно под фундаментом траектории движения частиц грунта имеют вертикальные касательные, а затем веерообразно расходятся вниз (рис. 4а). По мере увеличения нагрузки и особенно при давлениях $p > R^n$ начинает преобладать движение в боковом направлении (рис. 4б). Уравнение траектории движения частиц грунта по аналогии с решением Терцаги принято в виде

$$z = K \sqrt[p]{r}, \quad (4)$$

где z — глубина рассматриваемой точки от подошвы фундамента; K — некоторый коэффициент; $p \geq 2$ — положительное число, зависящее от вида, плотности и влажности грунта; r — радиус некоторой цилиндрической поверхности (рис. 3). Сжимающие радиальные напряжения σ_{a1} по контуру несущего

столба (для вертикали $r=a$) в первом приближении приняты изменяющимися с глубиной по экспоненте

$$\sigma_{a1} = A_1 (\rho - \gamma h) e^{-\frac{\alpha z}{a}} \quad (5)$$

где γ — объемный вес грунта; h — глубина заложения подошвы фундамента; A_1 , α — параметры эпюры напряжений, определяемые из экспериментов. Они приближенно могут быть приняты $A_1 = 0,5-1,0$; $\alpha = 0,45$.

Глубину H_a , в пределах которой следует учитывать влияние σ_{a1} на осадку, находим по аналогии с методом СНиП определения глубины активной зоны, приравнявая σ_{a1} из (5) на глубине H_a значению, составляющему 20% вертикального бытового давления на той же глубине

$$A_1 (\rho - \gamma h) e^{-\alpha \frac{H_a}{a}} = 0,2\gamma(h + H_a). \quad (6)$$

Уравнение (6) решается подбором или графически. Приводятся графики для определения H_a .

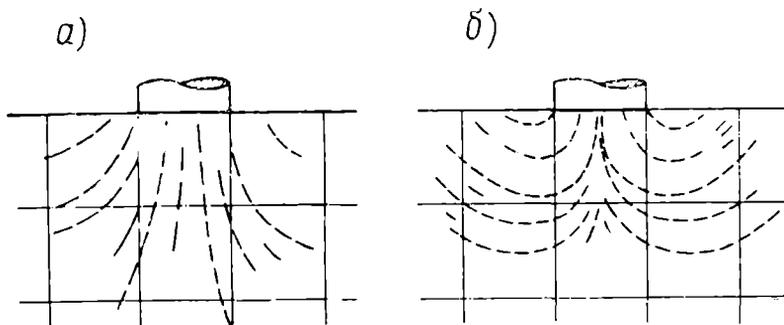


Рис. 4. Траектории движения частиц грунта под нагруженным фундаментом а — в фазе уплотнения; б — при давлениях $p > R^u$.

Задачу можно упростить, если в пределах глубины H_a заменить эпюру напряжений, полученную из (5), трапециoidalной с той же площадью и максимальной ординатой p_1 , определяемой соотношением

$$p_1 = \frac{2A_1(\rho - \gamma h)a}{\alpha H_a} \left(1 - e^{-\alpha \frac{H_a}{a}} \right) - 0,2\gamma(h + H_a), \quad (7)$$

НТБ
ДНУЖТ

откуда найдем (рис. 3)

$$= p_1 - Dz, \quad (8)$$

где

$$D = \frac{p_1 - 0,2\gamma(h + H_a)}{H_a}. \quad (8a)$$

В области, окружающей несущий столб, зависимость между кольцевыми σ_θ и радиальными σ_r напряжениями отвечает условию предельного равновесия

$$\sigma_\theta = \xi\sigma_r - 2c\sqrt{\xi} \quad (9)$$

где $\xi = \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2)$; φ — угол внутреннего трения; c — сцепление. Определяя различным образом напряжения σ_r за пределами несущего столба, можно получить ряд решений для нахождения дополнительной осадки.

Составляя уравнение равновесия элементарного объема толщиной dr (рис. 3) и используя (9), запишем

$$(\sigma_r + d\sigma_r)(r + dr)(z + dz) - \sigma_r z r = (\xi\sigma_r - 2c\sqrt{\xi}) z dr. \quad (A)$$

Пренебрегая в (A) бесконечно малыми высших порядков, разделив на z , подставляя z и dz из (4) и решая полученное уравнение с использованием граничного условия $\sigma_r = \sigma_a$ при $r = a$ получим распределение напряжений вокруг несущего столба в зоне предельного равновесия

$$\sigma_r = \left(\sigma_a + \frac{2c\sqrt{\xi}}{1 + \frac{1}{n}} \right) \left(\frac{a}{r} \right)^{1 + \frac{1}{n}} - \frac{2c\sqrt{\xi}}{1 + \frac{1}{n} - \xi}; \quad (10)$$

$$\sigma_\theta = \xi \left(\sigma_a + \frac{2c\sqrt{\xi}}{1 + \frac{1}{n}} \right) \left(\frac{a}{r} \right)^{1 + \frac{1}{n}} - \frac{2 \left(1 + \frac{1}{n} \right) c \sqrt{\xi}}{1 + \frac{1}{n} - \xi}. \quad (11)$$

Радиус области предельного равновесия в уровне подошвы фундамента ρ_n может быть принят как сумма радиуса фундамента и длины призмы выпирания, взятой по решению В. Г Березанцева для осесимметричной задачи. При отсутствии выпирания на поверхность расширение несущего столба до определенного предела нагрузки вызывает уплотнение

грунта в некоторой зоне, находящейся внутри области предельного равновесия. Ради краткости в дальнейшем изложении зона бокового уплотнения грунта названа компрессионной (зона I на рис. 3).

Радиус компрессионной зоны ρ определяется из условия, что на ее границе радиальное напряжение равно природному горизонтальному давлению грунта ρ_0 , распределенному по гидростатическому закону с учетом давления предуплотнения, т. е.

$$\rho_0 = \gamma (h + z) + \sigma_n, \quad (12)$$

где σ_n — давление предуплотнения (максимальное уплотняющее давление, которым могла быть когда-либо обжата толща грунта). Таким образом, на основании (10) и (12) из условия, что при $r = \rho$, $\sigma_r = \rho_0$, имеем

$$\rho = a \left[\frac{\sigma_a + \frac{2c\sqrt{\xi}}{1 + \frac{1}{n} - \xi}}{\gamma(h+z) + \sigma_n + \frac{2c\sqrt{\xi}}{1 + \frac{1}{n} - \xi}} \right]^{1 + \frac{1}{n}} \quad (13)$$

где σ_a определяется из (8). Максимальное значение $\rho = \rho_0$ будет в уровне подошвы фундамента при $z=0$. Так как компрессионная зона находится внутри области предельного равновесия, то ρ_0 всегда меньше ρ_n , что может соблюдаться при ограничении горизонтального давления p_1 в уровне подошвы фундамента выражением

$$p_1 \leq m_0 \left[1 + 2 \frac{e^{\left(\frac{\pi}{2} - \frac{\varphi}{2}\right) \operatorname{tg} \frac{\varphi}{2}}}{\sqrt{2} \operatorname{Sin} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)} \right]^{1 + \frac{1}{n} - \xi} \times \left(\gamma h + \sigma_n + \frac{2c\sqrt{\xi}}{1 + \frac{1}{n} - \xi} \right) - m_0 \frac{2c\sqrt{\xi}}{1 + \frac{1}{n} - \xi}, \quad (14)$$

где $m_0 < 1$ — коэффициент условий работы. Дана таблица значений выражения, стоящего в квадратных скобках. Мак-

НТБ
ДНУЖТ

симальная глубина компрессионной зоны z_k находится из (13) на основании условия $\rho = a$

$$z_k = \frac{p_1 - \gamma h - \sigma_{\Pi}}{D + \gamma}, \quad (15)$$

где D определяется из (8а).

Подставив в (3) величину изменения объема ΔV в пределах всей компрессионной зоны, получим

$$S_u = \frac{2}{a^2} \int_0^{z_k} \int_a^{\rho_0} \theta \, r \, dr \, dz, \quad (Б)$$

где θ — объемная деформация в точке с координатами r, θ, z , определяемая согласно принципу гидроемкости Герсеванова по формуле

$$\theta = \frac{1 - 2\mu}{E} (\sigma_r - \sigma_o); \quad (В)$$

σ_o, σ_r — суммы главных нормальных напряжений по трем взаимно перпендикулярным площадкам соответственно до начала возведения фундамента и после передачи на грунт нагрузки. В (В) действительное очертание компрессионной кривой заменено прямолинейным, что для небольшого диапазона изменения давлений допустимо. Из (В) с использованием (10), (11) и (12) находим

$$\theta = \frac{1 - 2\mu}{E} \left\{ (1 + \xi) \left(p_1 - Dz + \frac{2c\sqrt{\xi}}{1 + \frac{1}{n} - \xi} \right) \left(\frac{a}{r} \right)^{1 + \frac{1}{n} - \xi} - \psi \left[\frac{2 \left(2 + \frac{1}{n} \right) c \sqrt{\xi}}{1 + \frac{1}{n} - \xi} + 2\gamma(h + z) + 2\sigma_{\Pi} \right] \right\}, \quad (Г)$$

где ψ — коэффициент, который должен быть меньше единицы, так как допущение о гидростатическом распределении напряжений от собственного веса ведет к завышенному значению члена в квадратных скобках. Этот коэффициент учитывает также условность принятой расчетной схемы. Приняв

$\psi = \left(\frac{a}{r}\right)^{1+\frac{1}{n}-\xi}$ и подставив (Г) в (Б), после интегрирования получим

$$S_u = \frac{(1-2\mu)z_k}{\left(1-\frac{1}{n}+\xi\right)E} \left\{ (1+\xi)(2p_1 - Dz_k) - 2 \left[2c \sqrt{\xi} + \right. \right. \\ \left. \left. + 2\gamma_n \gamma(2h+z_k) \right] \left[\left(\frac{\rho_0}{a}\right)^{1-\frac{1}{n}+\xi} - 1 \right] \right\}. \quad (16)$$

Если в (Б) принять $\sigma_0=0$, то формула (16) упрощается

$$S_u = \frac{(1-2\mu)z_k}{\left(1-\frac{1}{n}+\xi\right)E} \left[(1+\xi)(2p_1 - Dz_k) - \right. \\ \left. - 4c \sqrt{\xi} \right] \left[\left(\frac{\rho_0}{a}\right)^{1-\frac{1}{n}+\xi} - 1 \right]. \quad (17)$$

Задаваясь значениями n в (4), можно получить различные значения напряжений и соответственно S_u . При $n=2$ (по Терцаги) получаем наименьшие значения S_u . Чем больше n , тем выше траектории движения частиц грунта и тем больше S_u . При $n \rightarrow \infty$ $z=K$ (траектории движения горизонтальны) и напряжения σ_r затухают очень медленно. В этом случае по условию (14) резко уменьшается величина давления p , при котором возможно использование формул (16) и (17). Приводится таблица рекомендуемых значений n для различных видов грунтов. Принято $n=2 \div 3$ (большее значение для глинистых грунтов).

Анализ показывает, что пренебрежение членом σ_0 приводит к значительному возрастанию осадки по формуле (17) по сравнению с (16). Формулой (17) рекомендуется пользоваться, когда в основании залегают слабые глинистые грунты. Полученные формулы характеризуются нелинейной зависимостью осадки от нагрузки (рис. 5), причем с увеличением нагрузки податливость основания возрастает. Из этих формул следует, что при прочих равных условиях:

— доля осадки S_u возрастает с уменьшением объемного веса грунта, глубины заложения фундамента, прочностных характеристик грунта ϕ , c и уменьшается при изменении этих факторов в обратном направлении;

— при одинаковом относительном заглублении фунда-
ментов ($\frac{h}{2a} = \text{const}$) увеличение радиуса (ширины) фунда-
мента вызывает значительное уменьшение абсолютной вели-
чины S_u , а также отношения S_u/S_w . По мере увеличения
радиуса фундамента при постоянном заглублении ($h = \text{const}$),
доля осадки S_u по отношению к S_w также убывает. Этот
анализ иллюстрируется в диссертации соответствующими
графиками. Таким образом, по характеру зависимости S_u от
рассмотренных факторов, полученные формулы согласуются
с результатами экспериментальных исследований Шейдига
и наблюдений Н. А. Цытовича и Б. Д. Васильева.

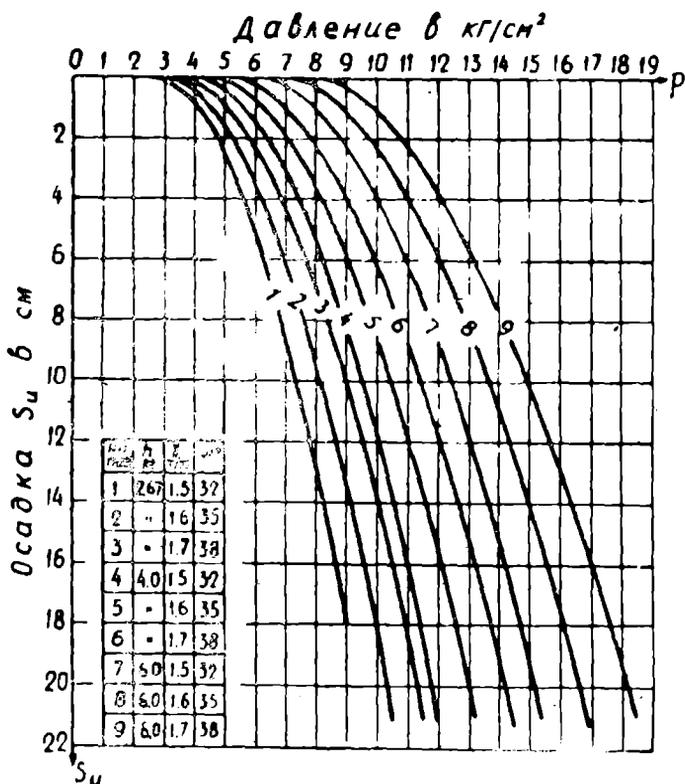


Рис. 5. Графики для определения доли осадки S_u
 $a = 2,0$ м, $c = 0$, $\sigma_n = 0$, $E = 100$ кг/см², $\mu = 0,3$, $A_1 = 0,5$, $\alpha = 0,45$

Из (16) следует, что если не соблюдается неравенство

$$p_1 > \frac{Dz_k}{2} \frac{1}{1 + \xi} \left[2c \sqrt{\frac{1}{\xi}} + 2\sigma_{II} + \gamma(2h + z_k) \right]$$

то S_u не возникает. Если $p \leq R^n$, то S_u может не учитываться. Однако благодаря наличию под фундаментом даже при $p \leq R^n$, неучитываемых расчетом зон предельного состояния, на графиках $S=f(p)$ может наблюдаться несущественный скачок при давлениях $p=R^n$. В работе приводятся графики для определения S_u , а также способ вычисления S_u при слоистом напластовании грунтов. Формулы справедливы для грунтов, обладающих внутренним трением или трением и сцеплением, и могут использоваться для расчета осадок круглых и эквивалентных по площади квадратных фундаментов жестких сооружений или сооружений, выполненных по гибкой конструктивной схеме.

Глава IV ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНАЯ ПРОВЕРКА МЕТОДА ИНЖЕНЕРНОГО РАСЧЕТА ОСАДОК

Приводятся результаты наблюдений автора на одном из заводов Приднепровья за деформациями основания мокрого газгольдера емкостью 20 тыс. м³ (диаметр резервуара 35872 мм), расположенного на толще переувлажненных неравномерно сжимаемых лессовых грунтов (естественная влажность $w_0=24,3-18,9\%$; $w_p=18,6\%$; компрессионный модуль деформации 31 кг/см²), в период первичного заполнения резервуара водой при гидравлическом испытании последнего. Заполнение произведено в течение 42—48 часов. Давление на основание при этом возросло примерно от 0,55 до 1,80 кг/см², т. е. на 1,25 кг/см², что вызвало неравномерные осадки точек периметра резервуара и деформации кольцевого фундамента под стенкой резервуара. В условиях столь быстрого нагружения за первые трое суток начальные или мгновенные осадки отдельных точек составили 87—150 мм (осадки уменьшались при частичном опорожнении резервуара, что говорит об их обратимом характере). Далее общие осадки возросли незначительно. Вычисленная по Шлейхеру (при $\mu=0,5$, $E_e=150$ кг/см²) начальная осадка точек периметра $S_e=14,36$ см близка к натурным. Приведенные данные показывают, что начальные осадки могут достигать значительной величины.

Если бы при проектировании газгольдера осадку S_e рассчитали заранее, то деформаций основания можно было бы избежать, установив более длительные сроки наполнения резервуара (например, чтобы скорость приращения нагрузки не превышала 1 кг/см^2 в месяц).

Приводится сравнение осадок, рассчитанных по формулам (2) и (16) с данными экспериментальных исследований Муса и Каля, а также с результатами, полученными из решения Б. В. Бахолдина. Используются данные опытов Муса и Каля № I, II, III и IV, проведенных с квадратными фундаментами размером $1,0 \times 1,0 \text{ м}$, заглубленными в пылеватые пески средней плотности ($\epsilon = 0,695 \div 0,724$) естественного залегания при отсутствии деформаций поверхности. Модули деформации определялись по начальным участкам опытных графиков $S = f(p)$. Составляющие S_w вычислялись по СНиП II-Б.1-62* для квадратных фундаментов, а S_u — по формуле (16) для эквивалентных по площади круглых фундаментов при $n=2$, $A_1=0,50$, $\alpha=0,45$. Графики $S = f(p)$ и таблицы, приведенные в данной главе, показывают, что осадки, найденные по формулам (2) и (16), хорошо согласуются с опытными. Расхождение между вычисленными и опытными осадками составляет в опытах I и II соответственно $0 \div 7,2\%$ и $0 \div 24,0\%$, а в опытах III и IV — соответственно $5,9 \div 13,7\%$ и $0,7 \div 8,1\%$.

Поскольку полученные в диссертации формулы для определения осадок фундаментов при давлениях $p > R^u$ существенно зависят от величины пригрузки и собственного веса грунта; их экспериментальная проверка должна проводиться либо методом полевых штамповых испытаний, либо в лабораторных условиях, позволяющих учесть весомость грунта. Последнее можно осуществить, используя метод центробежного моделирования.

Исследования проводились на центрифуге ДИИТ (эффективный радиус вращения $R = 2,28 \text{ м}$). Установка состояла из стального лотка размерами $401 \times 401 \times 302 \text{ мм}$ с передней съемной стенкой и балкой для крепления датчика, жесткого стального штампа диаметром $2a = 30 \text{ мм}$, датчика перемещений и электронного самописца. Датчик соединялся со штампом с помощью штока с шариком на конце, упиравшегося в шаровое углубление на штампе. Высота слоя песка в лотке колебалась в пределах $h_n = 220 \div 250 \text{ мм}$, а отношение h_n/R — в пределах $0,097 \div 0,109$. Отношение стороны основания лотка и толщины засыпки к диаметру штампа составляло соответ-

ственно 13,3 и $7,33 \div 8,33$, что практически исключает влияние стенок и днища. Масштаб моделирования принят равным 100, чему соответствует 200 об/мин. Относительная ошибка в суммарном ускорении, действующем на данную точку модели, при глубине активной зоны 75—90 мм составила $3,3 \div 4\%$. Так как скорость перемещения штампа не превышала 0,001 м/сек, то влияние сил Кориолиса практически не сказывалось на результатах опытов.

Использовался сухой песок средней крупности (физико-механические свойства приведены в диссертации). Лоток с засыпкой предварительно прокручивался на центрифуге в стационарном режиме, затем на поверхность засыпки устанавливался штамп, выше подошвы которого отсыпался слой песка толщиной 20—30 мм, слегка уплотняемый стальным листом. Загрузка штампа производилась ступенями. Первая ступень с учетом масштаба моделирования составляла 1,29—1,43 кг/см² и создавалась собственным весом штампа, штока и датчика. Уменьшить ее не представлялось возможным по конструктивным соображениям. Величина последующих ступеней колебалась в пределах 0,58—0,74 кг/см².

Для получения осадки за ступень нагрузки центрифуга разгонялась до стационарного режима 200 об/мин и работала в этом режиме в течение 5 мин. Осадки измерялись с помощью дифференциально-трансформаторного датчика перемещений с подвижным сердечником из магнитного материала. Доля упругих деформаций грунта была настолько малой, что практически не прослеживалась. При вычислении осадки упругие деформации балки, служившей опорой датчику, исключались.

Всего проведено семь опытов, по которым в диссертации представлены графики $S=f(p)$ в сравнении с вычисленными по формулам (2) и (16). Два из них показаны на рис. 6. Составляющая S_w находилась по СНиП II-Б.1-62*, а S_u вычислялась при $n=2$ — для песков средней плотности и $n=2,5$ — для рыхлых. Модули деформации определялись по начальным участкам графиков $S=f(p)$. Из-за отсутствия точек перелома за величину $p_{пр}$ принималась точка, отвечающая такому давлению, после превышения которого интенсивность нарастания осадок значительно возрастала. Давления, при которых вычислялась осадка, были меньше предельных. Ни в одном из опытов не наблюдалось выпирания грунта на поверхность.

Из опытов видно, что при принятых значениях коэффи-

НТБ
ДНУЖТ

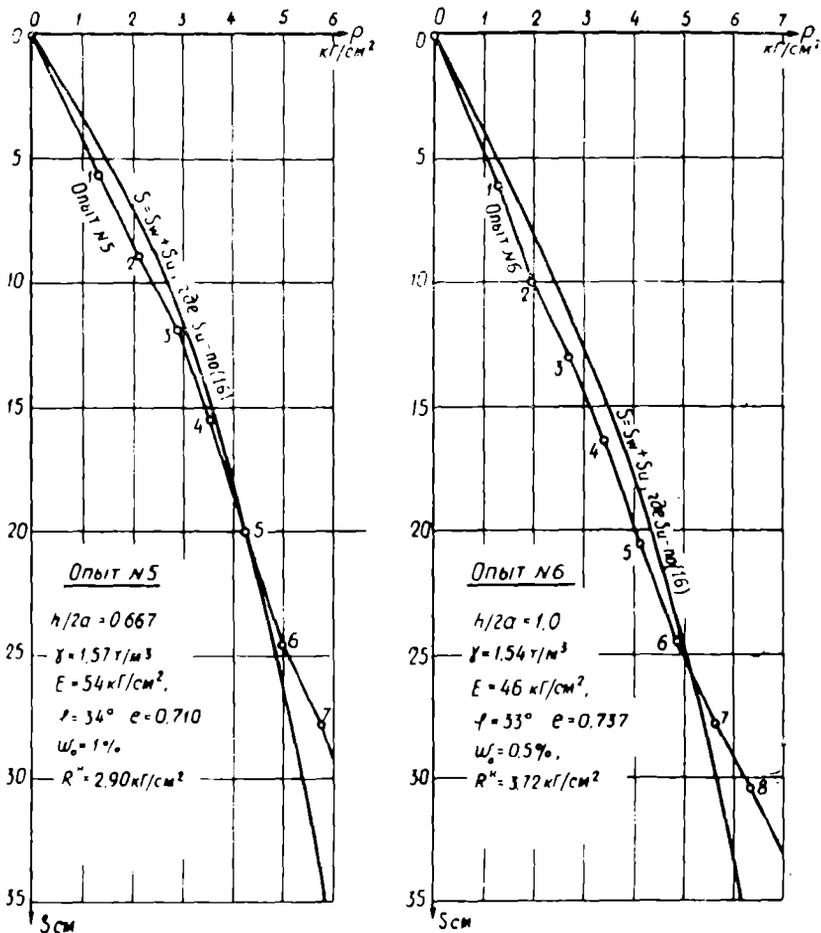


Рис. 6. Графики $S=f(p)$, полученные на центрифуге и на основании формул (2) и (16).

коэффициентов μ , $A_1 = 0,50$, $\alpha = 0,45$ и $m_0 \leq 0,7$, вычисленные значения осадок достаточно близки к опытным. При $p > R^*$ отклонения в ту или другую сторону колеблются в пределах: в опыте № 1 — от 2,7 до 19,0%, № 3 — от 7,7 до 31,0%, № 4 — от 10,0 до 18,3%, № 5 — от 0,4 до 21,6%, № 6 — от 1,8 до 21,5%, № 7 — от 2,6 до 11,4%, № 8 — от 1,5 до 20,5%.

В одном из опытов (опыт № 7) под штампом был отсыпан столбик окрашенного песка (несущий столб грунта). После

НТБ
ДНУЖТ

завершения опыта песок замочили, сняли переднюю стенку лотка и произвели разрез по диаметральному сечению. Несущий столб грунта под штампом в результате деформации приобрел характерное бочкообразное очертание, что соответствует принятой в основу вывода формулы (16) схеме Терцаги и упоминавшимся выше исследованиям.

Заключение

Основные результаты работы сводятся к следующему:

1. Составлена классификация существующих методов расчета осадок фундаментов, объединяющая их на основе двух расчетных моделей: линейно- и нелинейно-деформируемого тела. Классификация имеет целью упорядочение и облегчение использования существующих методов, что важно для практики проектирования.

2. Из выполненного автором анализа существующих методов расчета следует, что при правильных исходных предположениях приближенные инженерные методы могут давать вполне приемлемые результаты. Разработке практического метода инженерного расчета осадок фундаментов при давлении $p > R^u$, т. е., при наличии в основании, сохраняющем несущую способность, развитых локальных областей предельного равновесия, посвящена основная часть диссертации. По этому методу полная конечная осадка расчленяется на начальную или мгновенную S_e и остаточную S_p составляющие, а из последней по схеме Терцаги выделяются части, зависящие от вертикальных перемещений (уплотнения) — S_w и поперечных деформаций грунта — S_u . Составляющие S_c и S_w находятся обычными методами. Формулы для определения S_u получены автором, причем характер зависимости S_u от грунтовых условий, глубины заложения и радиуса фундамента согласуется с опытными данными. При $p > R^u$ зависимость $S = f(p)$ нелинейна и осадка растет быстрее нагрузки. Давление $R^u < p < p_{np}$ целесообразно допускать, когда на графиках $S = f(p)$ не наблюдается признаков мгновенного разрушения основания. Метод может использоваться для расчета осадок круглых и эквивалентных по площади квадратных фундаментов жестких сооружений и нежестких конструкций на однородных и слоистых основаниях.

3. На примере деформаций основания натурального сооруже-

ния (мокрого газгольдера) показано, что в отдельных случаях начальная составляющая осадки S_e может быть значительной и ее следует учитывать в расчетах.

4. Сравнение осадок, вычисленных по формуле $S = S_w + S_u$ (при $S_e=0$) с данными опытных исследований Муса и Каля показывает достаточно хорошую сходимость. Выполненная в диссертации проверка этой формулы методом центробежного моделирования также показала удовлетворительное совпадение экспериментальных и теоретических данных.

5. Получены формулы, определяющие горизонтальные упругие перемещения точек полуплоскости под гибкой и жесткой полосами; установлено, что на поверхности и вблизи нее эти перемещения направлены к оси полосы. Найдены решения, определяющие упругие перемещения и напряжения от некоторых видов касательной нагрузки, симметричной относительно оси полосы.

6. Установлено, что влияние контактных касательных сил на величину вертикальных напряжений от вертикальной нагрузки, а следовательно и на величину осадки в первой фазе деформации незначительно и его можно не учитывать. Фрелих определил это влияние неверно.

7. Проведенная работа, преодолевая ограничение, накладываемое СНиП II-Б. 1-62* на величину давления под подошвой, позволяет увеличить нагрузки на фундаменты и соответственно уменьшить их размеры, что будет способствовать снижению капитальных затрат в строительстве.

НТБ
ДНУЖТ

ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ ДИССЕРТАЦИИ ОПУБЛИКОВАНЫ В РАБОТАХ:

1. Кушнер С. Г., Черненко А. К., Матчина В. Ф. О деформациях сооружений одного промышленного объекта на просадочных грунтах. Труды ДИИТ, «Геотехника в строительстве», вып. 1. Вопросы строительства на просадочных грунтах, Стройиздат, М., 1966.
2. Кушнер С. Г. Причины деформации кольцевого фундамента мокрого газгольдера. «Основания, фундаменты и механика грунтов», № 1, 1967.
3. Кушнер С. Г. К расчету конечных осадок фундаментов с учетом бокового расширения грунта. ДИИТ, Тезисы докладов XVII научно-технической конференции института, Днепропетровск, 1967.
4. Кушнер С. Г. К расчету осадок оснований с учетом боковых деформаций грунта. Труды ДИИТ, «Вопросы геотехники», № 13, Изд. «Будівельник», Киев, 1968.
5. Кушнер С. Г., Тубольцев В. М. Теоретические и экспериментальные исследования распределения горизонтальных перемещений и напряжений под штампом в условиях плоской деформации. Труды ДИИТ, «Геотехника в строительстве», вып. III, Днепропетровск, 1969.
6. Кушнер С. Г. Приближенный метод расчета осадок фундаментов с учетом поперечных деформаций несущего столба грунта. ДИИТ, Материалы юбилейной научно-технической конференции института, Днепропетровск, 1970.
7. Кушнер С. Г. Определение горизонтальных перемещений, вызванных равномерно распределенной полосовой нагрузкой с учетом трения в плоскости контакта. Труды ДИИТ, «Геотехника в строительстве», вып. IV, Днепропетровск, 1970.
8. Гольдштейн М. Н., Кушнер С. Г. Инженерный метод расчета осадок фундаментов при давлениях, превышающих нормативное, «Основания, фундаменты и механика грунтов», № 5, 1970.
9. Гольдштейн М. Н., Кушнер С. Г., Тубольцев В. М. Исследование осадок фундаментов при давлениях, превышающих нормативное, методом центробежного моделирования. Труды ДИИТ, «Вопросы геотехники», № 20, Днепропетровск (в печати).

ОСНОВНЫЕ РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЙ ПО ТЕМЕ ДИССЕРТАЦИИ ДОКЛАДЫВАЛИСЬ:

1. На семинарах и научно-технических конференциях кафедры «Оснований, фундаментов и подземных сооружений» ДИИТ в 1966, 1968, 1969 гг.
2. На XVII научно-технической конференции ДИИТ в 1967 г.
3. На юбилейной научно-технической конференции ДИИТ в 1970 г.
4. В выступлении на III Всесоюзном совещании по основаниям, фундаментам и механике грунтов в Киеве в 1971 г.

ВТ 01675. Подписано к печати 10/IV. 1972 г. Бумага 60×84^{1/16}.

Печ. л. 1,75. Заказ № 2940. Тираж 220 экз.

Типография издательства «Зоря», г. Днепропетровск, ул. Ленинградская, 56.