

Министерство общего и профессионального образования  
Российской Федерации

Санкт-Петербургский государственный  
технический университет  
Псковский политехнический институт

---

С. И. Алексеев

АВТОМАТИЗИРОВАННЫЙ  
МЕТОД РАСЧЁТА  
ФУНДАМЕНТОВ  
ПО ДВУМ ПРЕДЕЛЬНЫМ  
СОСТОЯНИЯМ

Санкт-Петербург  
Издательство СПбГТУ  
1996

Рекомендовано к изданию научно-методическим  
советом ППИ СПбГТУ

Рецензенты: - доктор техн. наук, профессор *Улицкий Владимир Михайлович*, глав. консультант ГПИИ "Фундаментпроект", г. С.-Петербург;  
- доктор техн. наук, профессор *Мангушев Рашид Александрович*, каф. "Геомеханика", СПбГАСУ.

Автор - к.н.т., доцент *Алексеев Сергей Игоревич*

УДК 624.131

Автоматизированный метод расчёта фундаментов по двум предельным состояниям / С.И.Алексеев; Псковский политехнический ин. С.-Петербургского гос. техн. ун-та., 1996.- 206 с.

Приводится анализ работы грунтов основания за пределами теории упругости. Рассмотрены экспериментально-теоретические исследования проявления пластических деформаций в грунте и предложен инженерный метод расчёта ленточных и отдельных фундаментов на естественном или улучшенном основании. Проектирование фундаментных конструкций осуществляется по величине задаваемой одинаковой осадки, что позволяет получать наиболее экономичные решения, обеспечивая благоприятную работу надземной части сооружений. Приводятся численные примеры расчёта с анализом надёжности принятого решения. Составлена программа расчёта и методические указания к её использованию.

Монография предназначена для инженеров, работников проектно-строительных организаций, научных сотрудников в области геотехники, а также для студентов строительных специальностей.

Табл. 12, Ил. 47, Библиогр. 231 назв.

## О Г Л А В Л Е Н И Е

Введение .....	3
Глава 1. Работа грунта за пределами теории упругости.....	6
1.1. Модель деформационной теории пластичности .....	8
1.2. Модель теории пластического течения.....	14
1.3. Приближённые инженерные методы расчёта деформации осно- вания.....	21
1.4. Задачи исследования .....	27
Глава 2. Экспериментально-теоретические исследования проявления пла- стических деформаций в грунте .....	29
2.1. Дилатансионные свойства грунта в условиях объёмного напря- жённого состояния.....	29
2.2. Особенности деформирования грунта при прямом сдвиге.....	35
2.3. Напряжённо-деформируемое состояние грунта при плоском сдвиге.....	41
2.4. Определение коэффициента нелинейности упругопластического деформированного основания .....	50
Глава 3. Проектирование фундаментов зданий по одинаковой заданной осадке.....	59
3.1. Определение осадки фундамента на упругопластическом основа- нии.....	61
3.2. Учёт концентрации напряжений в основании жёсткого фунда- мента при его работе за пределами теории упругости .....	70
3.3. Расчёт фундаментов зданий по деформациям и несущей способ- ности основания.....	81
Глава 4. Метод автоматизированного инженерного расчета фундаментов на нелинейно деформируемом основании.....	88
4.1. Разработка алгоритма и математическая постановка задачи.....	88
4.2. Ввод данных и выходная информация по программе.....	103
4.2.1. Примеры графического представления результатов расчёта .....	107
4.3. Анализ результатов машинного счёта по программе "NL" .....	110
Глава 5. Реализация предлагаемого метода расчета.....	120
5.1. Примеры расчёта фундаментов зданий.....	120
5.2. Экономическая эффективность метода.....	146
Выводы .....	152
Литература.....	154
Приложения .....	174



## ВВЕДЕНИЕ

Большое значение в ускорении научно-технического прогресса в области строительства и создания конкурентной базы проектирования принадлежит фундаментостроению. Так по данным Научно-исследовательского института оснований и подземных сооружений им. Н.М. Герсеванова (Ильичёв В.А., 1985), стоимость фундаментов для промышленного и гражданского строительства составляет примерно 15—20 процентов от всей стоимости сооружения, при этом около 75% средств идёт на возведение фундаментов на естественном основании. В связи с этим исследование и разработка новых методов расчёта, обеспечивающих ресурсосбережения в фундаментостроении, т.е. позволяющих проектировать конструкции с меньшими материальными затратами, сокращающими сроки строительства — является важной и актуальной задачей в области капитального строительства.

Качество работ в фундаментостроении не в малой степени зависит от глубины проработки проектных решений, от использования в них новейших научных достижений механики грунтов. В последнее время интенсивное развитие получила нелинейная механика грунтов, описывающая основания как модель упругопластической среды (Александрович В.Ф., 1985; Бугров А.К., 1980; Винокуров Е.Ф., 1975; Вялов С.С., 1978; Зарецкий Ю.К., 1983; Крыжановский А.Л., 1982; Ломизе Г.М., 1966; Малышев М.В., 1980; Мурзенко Ю.Н., 1982; Николаевский В.Н., 1979; Соломин В.И., 1986; Тер-Мартirosян З.Г., 1979; Фадеев А.Б., 1982; Федоровский В.Г., 1975; Широков В.Н., 1985 и др.). Данное направление ориентирует исследования в основном на развитие различных теорий пластичности, применительно к грунтам. В этом отношении следует привести слова проф. М.И. Горбунова-Посадова (1973), который отмечал: "... *Необходимо помнить, что механика грунтов является в первую очередь наукой прикладной, и исследователи должны быть заняты не созданием некоторой чистой науки, а разработкой задач для строительства. Наш долг и наша цель в том, чтобы дать в руки проектировщиков достаточно доступные методы расчёта, реально отражающие действительность и дающие эффект надёжности и экономии*".

В связи с этим, основной задачей в данной работе ставится разработка метода расчёта ленточных и отдельных фундаментов на естественном или улучшенном основании, одновременно по двум предельным состояниям. Использование данного метода расчёта является одним из решений актуальной задачи фундаментостроения, позволяющего проек-

тировать конструкции исходя из величин предельных деформаций, что обеспечивает обоснованное получение более экономичных фундаментов, снижает материалоемкость, трудозатраты и сроки строительства. Разработанное программное обеспечение процесса расчёта фундаментов, даёт возможность использовать его практически любой проектной организацией, на основе результатов испытаний грунтов на стандартном лабораторном оборудовании; не вызывает сложностей при пользовании, значительно сокращает сроки проектирования и исключает возможные случайные ошибки.

Результаты расчётов фундаментов по предлагаемому методу нашли своё применение при проектировании ряда промышленных и гражданских сооружений (см. главу 5), таких как: жилые дома, больницы, детские сады, клубы, школы, пром. здания и т.п., расположенные в Печорском, Пустошкинском, Островском, Стругокрасненском, Новоржевском, Порховском, Дновском и др. районах Псковской области и г. Пскова.

Проведённые исследования свойств грунтов и разработка инженерного метода расчёта фундаментов, позволили определить научную новизну работы в следующем:

1. Предложена методика определения зоны распределения касательных напряжений вблизи с заранее фиксированной поверхностью в условиях прямого сдвига.

2. Предложена методика определения расчётной траектории глубины развития зон пластических деформаций в основании.

3. Разработан инженерный метод расчёта ленточных и отдельных фундаментов на естественном или улучшенном основании, позволяющий проектировать данные конструкции одновременно по двум предельным состояниям.

4. Для совершенствования предложенной методики инженерных расчётов и доведения её до проектировщика в наиболее наглядном и доступном виде, разработано и внедрено программное обеспечение.

Теоретические решения и разработки, выполненные на кафедре строительной механики Псковского политехнического института Санкт-Петербургского государственного технического университета, проверялись по результатам лабораторных лотковых экспериментов с штампами разных площадей. Подобные эксперименты в полевых условиях выполнены совместно с Псковским филиалом Санкт-Петербургского треста инженерно-строительных изысканий на опытных площадках в Псковском, Пыталовском и Великолукском районах

Псковской области. Отбор монолитов грунта для проведения лабораторных опытов проводился отделом инженерных изысканий института Псковагропромпроект совместно с Псковским филиалом Санкт-Петербургского треста инженерно-строительных изысканий.

Итогом многолетней работы явилось применение данного метода расчёта фундаментов при проектировании и реконструкции более чем на 60 объектах Псковской области (см. приложение 3).

Следует выделить следующие основные разделы рассмотренные в монографии :

1. Метод определения области развития касательных напряжений в грунте по результатам испытаний на прямой сдвиг.

2. Способ построения расчётной траектории развития зон (областей) пластических деформаций в основании под жёстким фундаментом.

3. Метод определения размеров подошвы ленточных и отдельных фундаментов на естественном или улучшенном основании для промышленных и гражданских сооружений, позволяющий проектировать названные конструкции с учётом двух предельных состояний, с заданной степенью надёжности.

4. Разработка и внедрение программного обеспечения с целью совершенствования предлагаемой методики инженерных расчётов и доведение её для пользователя в наиболее наглядном и доступном виде.

Автор выражает глубокую благодарность за консультации и ценные замечания докторам технических наук, профессорам: В.Н. Бронину, А.К.Бугрову, Б.И.Далматову, М.В.Малышеву, Р.А. Мангушеву, Н.Н. Морарескулу, В.М.Улицкому, А.Б.Фадееву.

## ГЛАВА 1. РАБОТА ГРУНТА ЗА ПРЕДЕЛАМИ ТЕОРИИ УПРУГОСТИ

В современных решениях задач фундаментостроения для промышленного и гражданского строительства широко применяется аппарат линейной теории упругости, которая является предшествующей основой механики грунтов. Использование теории упругости к грунтам, как линейно-деформируемому материалу, основывается на ряде известных допущений, ограничений (Флорин В.А., 1959; Цытович Н.А., 1963; Далматов Б.И., 1981). Если решаемые задачи фундаментостроения на основе данных допущений отвечают интересам практики, то они считаются вполне приемлемыми к практическому использованию.

Однако известно, что все конструкции в той или иной степени могут работать за пределами упругости, подчиняясь закономерностям нелинейной механики. Учёт данного положения предполагает качественно изменив порядок проектирования фундаментов, получать более экономичные решения, учитывающие совместную работу оснований и фундаментов.

В общем случае при решении большинства задач механики грунтов необходимо знать напряжённо-деформированное состояние грунтовой среды в любой точке основания. Для этого в условиях пространственной задачи определяются три нормальных напряжения  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$ ,  $\sigma_z$ , и шесть касательных  $\tau_{xy}$ ,  $\tau_{yx}$ ,  $\tau_{xz}$ ,  $\tau_{zx}$ ,  $\tau_{yz}$ ,  $\tau_{zy}$ , которые попарно равны друг другу. Условия равновесия тогда (Вялов С.С., 1978; Цытович Н.А., Тер-Мартirosян З.Г., 1981) будут определены следующими уравнениями :

$$\begin{aligned} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} + \rho X &= 0 ; \\ \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} + \rho Y &= 0 ; \\ \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial y} + \rho Z &= 0 , \end{aligned} \quad (1)$$

где  $\rho$  - плотность грунта;  $X, Y, Z$  - проекции объёмных сил, отнесённые к единице массы.

В качестве геометрических уравнений механики сплошной среды используются уравнения (Сен-Венана) совместности (неразрывности)



(Безухов Н.И., 1968) деформаций, которые получены из соотношений Коши :

$$\begin{aligned}
 \frac{\partial^2 e_x}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 e_y}{\partial x^2} &= \frac{\partial^2 \gamma_{xy}}{\partial x \partial y} ; \\
 \frac{\partial^2 e_y}{\partial z^2} + \frac{\partial^2 e_z}{\partial y^2} &= \frac{\partial^2 \gamma_{yz}}{\partial y \partial z} ; \\
 \frac{\partial^2 e_z}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 e_x}{\partial z^2} &= \frac{\partial^2 \gamma_{zx}}{\partial z \partial x} ; \\
 \frac{\partial}{\partial z} \left( \frac{\partial \gamma_{yz}}{\partial x} + \frac{\partial \gamma_{zx}}{\partial y} - \frac{\partial \gamma_{xy}}{\partial z} \right) &= 2 \frac{\partial^2 e_z}{\partial x \partial y} ; \\
 \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{\partial \gamma_{zx}}{\partial y} + \frac{\partial \gamma_{xy}}{\partial z} - \frac{\partial \gamma_{yz}}{\partial x} \right) &= 2 \frac{\partial^2 e_x}{\partial y \partial z} ; \\
 \frac{\partial}{\partial y} \left( \frac{\partial \gamma_{xy}}{\partial z} + \frac{\partial \gamma_{yz}}{\partial x} - \frac{\partial \gamma_{zx}}{\partial y} \right) &= 2 \frac{\partial^2 e_y}{\partial z \partial x} ,
 \end{aligned} \tag{1.2}$$

где  $e_x, e_y, e_z$  - относительные нормальные деформации;  
 $\gamma_{xy}, \gamma_{yz}, \gamma_{zx}$  - относительные сдвиги.

Уравнения равновесия и геометрические соотношения совместности деформаций (1.1, 1.2) справедливы в общем случае для любой среды и являются необходимыми, но ещё не достаточными условиями для определения напряжённо-деформированного состояния, т.к. не отражают основные физические свойства. Физические свойства или уравнения физического состояния являются сугубо индивидуальными характеристиками среды. Особенно эти свойства отличаются у грунтов и подлежат определению экспериментальным путём. В инженерных задачах используются физические уравнения теорий: упругости (линейной и нелинейной), пластичности, предельного напряжённого состояния, ползучести, пластично-вязких течений и т.д. (Цытович Н.А., Тер-Мартirosян З.Г., 1981; Зарецкий Ю.К., Ломбардо В.Н., 1983 и др.).

Отражение этих теорий можно найти в работах учёных: Н.И.Безухова, А.И.Боткина, М.И. Горбунова-Посадова, А.А.Ильюшина, Г.М. Ломизе, В.В.Соколовского, О. Фрелиха, Н.А. Цытовича. Дальнейшее развитие данные исследования в России получили в работах:

А.К.Бугрова, Е.Ф.Винокурова, С.С.Вялова, М.Н.Гольдштейна, А.Л.Гольдина, Б.И.Далматова, К.Е.Егорова, Ю.К.Зарецкого, А.Л.Крыжановского, М.В.Малышева, Н.Н.Маслова, Ю.Н.Мурзенко, В.Н.Николаевского, З.Г.Тер-Мартirosяна, А.Б.Фадеева, В.Г.Федоровского, В.Н.Широкого и многих других. Большой вклад в теорию нелинейного деформирования грунтов внесли зарубежные исследователи: Drucker D.G., Haythoruthwaite R.M., Holubce J., Poorooshab Н.В., Prager W., Roscoe К.Н., Sherbourue A.N., Shield R.T. и др.

Общие вопросы пластичности материалов раскрыты в исследованиях А.А.Ильюшина (1948). Им установлено, что в случае простого нагружения, различные частные теории пластичности могут быть описаны общей теорией малых упруго-пластических деформаций. При этом рассматривая одновременно уравнения теории равновесия, совместности деформаций и физические уравнения состояния среды, представляется возможным, с математической точки зрения, решать задачи без каких-либо новых уравнений, гипотез и т.п. Однако с практической точки зрения, прямое решение подобных уравнений вызывает значительные трудности и возможно лишь численными методами для ограниченного круга задач с применением ЭВМ.

### 1.1. Модель деформационной теории пластичности

Если рассматривать деформацию основания с позиции деформационной теории пластичности, то связь между компонентами напряжений и деформаций (уравнения состояния) могут быть в общем виде представлены зависимостями Генки:

$$\begin{aligned} e_x - e_m &= \chi(\sigma_x - \sigma_m); \quad \gamma_{xy} = 2\chi\tau_{xy}; \\ e_y - e_m &= \chi(\sigma_y - \sigma_m); \quad \gamma_{yz} = 2\chi\tau_{yz}; \\ e_z - e_m &= \chi(\sigma_z - \sigma_m); \quad \gamma_{zx} = 2\chi\tau_{zx}, \end{aligned} \quad (1.3)$$

где  $\sigma_m = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$ ;  $e_m = (e_1 + e_2 + e_3)/3$ ;  $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$  - главные нормальные напряжения;  $e_1, e_2, e_3$  - главные деформации;  $\chi$  - модуль пластичности.

При рассмотрении только упругих деформаций, уравнения (1.3) в этом случае превращаются в уравнения Гука и записываются в общем

виде, как прямая связь между девиатором напряжений  $D_\sigma$  и девиатором деформаций  $D_e$  :

$$D_\sigma = 2G \cdot D_e , \quad (1.4)$$

где  $G$  - модуль сдвига, равный  $G = E / 2(1+\nu)$ ;  $E$  - модуль продольной упругости;  $\nu$  - коэффициент Пуассона.

Как отмечалось многими исследователями (Сидоров Н.И., Сипидин В.П., 1972; Вялов С.С., 1978; Бугров А.К., 1980 и др.), грунты в отличие от других материалов, при деформировании обладают рядом особенностей:

1. Деформации их объёма зависят как от шарового тензора  $T_\sigma^o$ , так и от девиатора напряжений. Это объясняется тем, что в грунтах, представляющих дисперсную среду, изменение объёма в основном может осуществляться только одновременно с деформацией сдвига, т.к. при этом создаются оптимальные условия для более плотной укладки частиц грунта или, наоборот, появляется возможность для его разуплотнения. Следовательно объёмная деформация  $e_i$  будет зависеть от интенсивности касательных напряжений  $\tau$  и среднего всестороннего давления  $\sigma_m$ , т.е.:

$$e_i = e_i(\tau, \sigma_m) . \quad (1.5)$$

2. Интенсивность деформации сдвига  $\gamma_i$  или пластических деформаций будет зависеть не только от развития касательных напряжений, но и от величины шарового тензора, т.е.:

$$\gamma_i = \gamma_i(\tau, \sigma_m) . \quad (1.6)$$

3. Однородный и изотропный грунт до нагружения может становиться неоднородным и анизотропным после нагружения, причём эти свойства могут проявляться как в допредельном, так и в предельном состоянии.

Вследствие отмеченного, модуль пластичности в уравнениях (1.3) в случае простого нагружения, должен отражать упругопластические свойства основания, т.е. взаимодействие объёмных и пластических деформаций:

$$\chi = 1 / 2G + \lambda , \quad (1.7)$$

где  $G(\gamma_i)$  - переменный модуль сдвига, зависящий от интенсивности развития деформаций;  $\lambda = \gamma_i^p / 2\tau_i$  - некоторая функция, характеризующая пластическую часть деформации.

Или в общем случае:

$$\chi = \frac{f(\tau_i, \sigma_m, \mu_\sigma)}{2\tau_i}, \quad (1.8)$$

где  $\mu_\sigma = (2\sigma_2 - \sigma_1 - \sigma_3) / (\sigma_1 - \sigma_3)$  - параметр Надаи-Лоде, при  $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$ .

С уменьшением скорости нагружения, как отмечается многими исследователями (Бугров А.К., 1980; Гольдштейн М.Н., Бабицкая С.С., Ломизе Г.М., 1973), влияние  $\mu_\sigma$  на деформативность уменьшается до незначительной величины, тогда можно считать:

$$\chi = \frac{f(\tau_i, \sigma_m)}{2\tau_i}. \quad (1.9)$$

Если теперь в уравнениях Генки (1.3) заменить  $e_m = \chi^* \sigma_m$ , то учитывая условия подобия напряжённого и деформированного состояния, получим:

$$\begin{aligned} e_x &= \chi(\sigma_x - \sigma_m) + \chi^* \cdot \sigma_m; & \gamma_{xy} &= 2\chi\tau_{xy}; \\ e_y &= \chi(\sigma_y - \sigma_m) + \chi^* \cdot \sigma_m; & \gamma_{yz} &= 2\chi\tau_{yz}; \\ e_z &= \chi(\sigma_z - \sigma_m) + \chi^* \cdot \sigma_m; & \gamma_{zx} &= 2\chi\tau_{zx}, \end{aligned} \quad (1.10)$$

где  $\chi^* = e_m / \sigma_m = f^*(\sigma_m, \tau_m) / \sigma_m$  - функция, отражающая процесс изменения объёмных деформаций (явления дилатансии) при простом нагружении.

В общем виде, в соответствии с исследованиями М. Рейнера (1963), С.С. Вялова (1987) и др. авторов, объёмное деформирование грунта можно представить следующим образом:

$$e_m = \chi^* \cdot \sigma_m = e_v^o \pm e_v^D = e_v^o \pm \Lambda\gamma_i, \quad (1.11)$$

где  $e_v^o$  - объёмная деформация, вызванная всестороннем давлением (шаровым тензором напряжений);  $e_v^D = \pm\Lambda\gamma_i$  - объёмная деформация,

вызванная действием девиатора напряжений;  $\Lambda$  - коэффициент дилатансии, определяемый из экспериментальных данных.

Выражение (1.11), по внешней форме несколько напоминающие предложения С.Э.Городецкого (1975), может быть представлено зависимостью:

$$\mathbf{e}_m = \mathbf{e}_v^0 \pm \mathbf{e}_v^D = f_1(\sigma_m) \pm f_2(\sigma_m, \tau_i). \quad (1.12)$$

Тогда уравнения Генки, как нам представляется, можно переписать в следующем виде:

$$\begin{aligned} e_x &= \frac{f(\tau_i, \sigma_m)}{2\tau_i} (\sigma_x - \sigma_m) + f_1(\sigma_m) \pm f_2(\sigma_m, \tau_i); \gamma_{xy} = \frac{f(\tau_i, \sigma_m)}{\tau_i} \tau_{xy}; \\ e_y &= \frac{f(\tau_i, \sigma_m)}{2\tau_i} (\sigma_y - \sigma_m) + f_1(\sigma_m) \pm f_2(\sigma_m, \tau_i); \gamma_{yz} = \frac{f(\tau_i, \sigma_m)}{\tau_i} \tau_{yz}; \\ e_z &= \frac{f(\tau_i, \sigma_m)}{2\tau_i} (\sigma_z - \sigma_m) + f_1(\sigma_m) \pm f_2(\sigma_m, \tau_i); \gamma_{zx} = \frac{f(\tau_i, \sigma_m)}{\tau_i} \tau_{zx}, \end{aligned} \quad (1.13)$$

где  $f$ ,  $f_1$ ,  $f_2$  - функции, зависящие от инвариантов наряду деформированного состояния грунта, определяемые из экспериментов.

Решение задач нелинейной механики грунтов, на основе нелинейно-упругого подхода с позиций деформационной теории пластичности, исследовалось многими учёными. В большинстве случаев объёмная составляющая деформаций принималась в виде линейной зависимости:

$$\sigma_m = K \cdot \mathbf{e}_m, \quad (1.14)$$

где  $K$  - модуль объёмной деформации.

Связь между компонентами девиатора напряжений и деформаций рассматривалась по разному, так А.И.Боткиным (1939) эта зависимость была представлена выражением:

$$\gamma_i G(\gamma_i) = \frac{\tau_i}{H + \sigma_m}, \quad (1.15)$$

где  $H$  - параметр связности грунта;  $G(\gamma_i)$  - переменный модуль сдвига, принимаемый  $G(\gamma_i) = A / (B + \gamma_i)$ ;  $A, B$  - параметры, определяемые из экспериментов.

А.А.Ильюшиным (1948) функция деформирования при сдвиге принималась в виде:

$$\tau_i = G\gamma_i(1 - \omega), \quad (1.16)$$

где  $\omega$  - безразмерная функция, изменяющаяся в пределах  $0 \leq \omega \leq 1$ .

Выражение закона деформирования в форме (1.16) находит широкое применение при решении упруго-пластических задач (Безухов Н.И., 1968). Если диаграмму сдвиговой деформации грунта аппроксимировать двумя наклонными прямыми, то обозначая тангенс угла наклона первого участка  $\operatorname{tg}\alpha = E$  и второго участка  $\operatorname{tg}\beta = E''$ , получим:

$$\tau_i = E \left[ 1 - (1 - e_r / e_i) (1 - E'' / E) \right] e_i . \quad (1.17)$$

Сопоставляя (1.17) с (1.16) имеем

$$\omega = (1 - e_r / e_i) (1 - E'' / E) , \quad (1.18)$$

где  $e_r$  - величина деформации, соответствующая концу первого участка. Практически аналогичное же решение даёт Х.Р.Хакимовым (1967), однако окончательный вид функции  $\omega$  рекомендуется уточнять на основе полевых испытаний.

Дробно-линейная зависимость С.П.Тимошенко между касательными напряжениями и деформациями, предложенная им ещё в 1931 г., имеет вид:

$$\tau_i = G_o \tau_s / (\tau_s + G_o \gamma_i) \cdot \gamma_i , \quad (1.19)$$

где  $\tau_s$  - предел текучести;  $G_o$  - начальный модуль сдвига. Если эту зависимость выразить через переменное значение модуля сдвига, то получим:

$$G(\gamma_i) = G_o \tau_s / (\tau_s + G_o \gamma_i) . \quad (1.20)$$

Данное выражение позволяет одной кривой описывать как допредельное, так и предельное состояние материала, учитывая его деформационные  $G_o$  и прочностные  $\tau_s$  характеристики.

Довольно часто диаграмму нелинейного деформирования аппроксимируют степенной зависимостью (Цытович Н.А., 1963), впервые предложенную Бахом:

$$\tau_i = A \cdot \gamma_i^m , \quad (1.21)$$

где  $A$ ,  $m$  - коэффициенты, соответственно деформирования и упрочнения, определяемые опытным путём.

Одним из вариантов выражения (1.21) может быть использован закон комбинированной степенной зависимости:

$$\gamma_i = \tau_i / G + (\tau_i / A)^{1/m} . \quad (1.22)$$

Характер нелинейного сдвигового деформирования часто находит выражение в виде различных функциональных зависимостей. Например:

$$\varphi(\gamma_i) = a \cdot arth\gamma_i; \quad \varphi(\gamma_i) = b \cdot arsh\gamma_i; \quad \varphi(\gamma_i) = \tau_s(1 - e^{-\alpha\gamma_i}), \quad (1.23)$$

где  $a, b, \alpha$  - коэффициенты, определяемые экспериментально.

Особенности поведения грунта под нагрузкой нашли своё отражение в исследованиях ряда авторов, в виде нелинейного объёмного деформирования. Этот закон может быть принят в качестве степенной функции:

$$\sigma_m = D_e \cdot e_m^\chi, \quad (1.24)$$

где  $\chi$  - параметр,  $\chi \geq 1$ .

Дробно-линейной зависимости:

$$\sigma_m = K_o \cdot e_s / (e_s - e_m) \cdot e_m, \quad (1.25)$$

где  $K_o$  - начальный (при  $e_m \rightarrow 0$ ) модуль объёмного деформирования;  $e_s$  - предельное значение объёмной деформации, достигаемое при  $\sigma_m \rightarrow \infty$ , когда грунт приобретает предельную плотность.

В исследованиях С.С.Григоряна и С.Р. Месчана закон объёмного деформирования представлен в виде экспотенциальной зависимости:

$$e_m = e_s(1 - e^{-b\sigma_m}), \quad (1.26)$$

где  $b$  - параметр, определяемый из экспериментальных данных.

Выражение закона нелинейного сдвигового и объёмного деформирования рассматривалось Г.И. Ломизе и др.(1970, 1972), при этом учитывалось влияние первого и второго инвариантов тензора напряжений и деформаций, а также параметра Лоде. В исследованиях С.С. Вялова (1966, 1973) не однократно подчёркивается, что объёмная деформация в грунтах зависит как от всестороннего давления, так и от сдвигающего напряжения:

$$\sigma_m = \psi_1(e_m) \pm \psi_2(e_m)\psi_3(\tau), \quad (1.27)$$

где  $\psi_1$  - характер воздействия всестороннего давления;  $\psi_2, \psi_3$  - влияния сдвигового напряжения.

Большое значение в его работах (Вялов С.С., 1977, 1978) придаётся учёту фактора времени, влияющего на процесс длительного деформирования грунтового основания, а также даётся анализ различных законов объёмного и сдвигового деформирования.

Приведённые закономерности получены в основном в результате аналитического решения задачи о действии сосредоточенной силы или полосовой нагрузки на полуплоскость и представлены такими авторами как: Н.Х.Арутюнян, Е.Ф.Винокуров, С.С.Вялов, Ю.К.Зарецкий, М.В.Мальшев, М.Э.Слепак, В.В.Соколовский, О.Фрелих и др.

Достаточно широкое применение к решению задач механики грунтов, оснований и фундаментов, на основе деформационной теории пластичности, имеют численные методы с применением ЭВМ. Используя метод конечных разностей или конечных элементов при различных значениях функций в уравнениях (1.13), А.А.Бартоломей, А.В.Пилягин, С.В.Казанцев (1985), Г.Г.Болдырев (1985), Е.Ф.Винокуров и В.А.Микулич (1975), А.И.Голубев (1985), А.Л.Крыжановский (1982), М.В.Мальшев, В.М.Дёмкин (1979), В.И.Соломин и др. (1979), В.Г.Федоровский и С.Е.Когановская (1975), В.Н.Широков (1970) и др. получили решение подобных задач, соответствующих различным способам загрузки оснований местной нагрузкой.

## 1.2. Модель теории пластического течения

Широко применяемая для грунтов, теория пластического течения основывается на дифференциальных соотношениях между напряжениями и деформациями. В соответствии с исходными положениями данной теории, развитой для грунтов в значительной степени Прандлем и Рейсом, общее приращение деформаций рассматриваются как сумма приращений упругих (e) и пластических (p) деформаций:

$$d\gamma_i = d\gamma_i^e + d\gamma_i^p; \quad de_m = de_m^e + e_m^p. \quad (1.28)$$

Основные допущения теории пластического течения практически соответствуют особенностям работы грунта (рассмотренным в § 1.1.) как упругопластической среды. В соответствии с этим, первое допущение может быть представлено в следующем виде:

$$de_m = de_m(\tau_i, \sigma_m, \mu_\sigma). \quad (1.29)$$

Второе допущение:

$$d\gamma_i = d\gamma_i(\tau_i, \sigma_m, \mu_\sigma). \quad (1.30)$$

Третье допущение на основе изотропного поведения среды может быть сформулировано как пропорциональность девиатора приращений пластических деформаций  $D_{de}^p$  - девиатору напряжений в условиях подобия напряжённого и деформированного состояния  $\mu_\sigma = \mu_e$ :



$$D_{de}^P = d\lambda \cdot D_\sigma, \quad (1.31)$$

где  $d\lambda$  - некоторая функция напряжений, равная  $d\gamma_i^P / 2\tau_i$ .

На основе принятых допущений предполагая, что приращения упругих деформаций в уравнении (1.28) будут равны  $d\gamma_i^e = 1 / G \cdot d\tau_i$ ;  $de_m^e = 1 / K \cdot d\sigma_m$ ; можно получить соотношения, устанавливающие связь между приращениями компонентов деформаций и напряжений, т.е. уравнения состояния для теории пластического течения:

$$\begin{aligned} de_x &= 1 / E [d\sigma_x - \nu(d\sigma_y + d\sigma_z)] + d\lambda(\sigma_x - \sigma_m); \\ de_y &= 1 / E [d\sigma_y - \nu(d\sigma_z + d\sigma_x)] + d\lambda(\sigma_y - \sigma_m); \\ de_z &= 1 / E [d\sigma_z - \nu(d\sigma_x + d\sigma_y)] + d\lambda(\sigma_z - \sigma_m); \\ d\gamma_{xy} &= 1 / G \cdot d\tau_{xy} + 2d\lambda(\tau_{xy}); \\ d\gamma_{yz} &= 1 / G \cdot d\tau_{yz} + 2d\lambda(\tau_{yz}); \\ d\gamma_{zx} &= 1 / G \cdot d\tau_{zx} + 2d\lambda(\tau_{zx}). \end{aligned} \quad (1.32)$$

Если деформации оснований только упругие, то  $d\lambda = 0$  и уравнения (1.32) превращаются в соотношения обобщённого закона Гука с приращениями напряжений, которые в тензорной форме могут быть записаны в виде:

$$de_{ij}^e = (1 + \nu)d\sigma_{ij} / E - 3\lambda d\sigma_m \cdot \delta_{ij} / E, \quad (1.33)$$

где  $\delta_{ij}$  - символ Кронекера (при  $i = j$ ,  $\delta_{ij} = 1$ ; при  $i \neq j$ ,  $\delta_{ij} = 0$ ).

Если предположить, что деформации только пластические, то  $G = E = \infty$  и уравнения (1.32) превращаются в уравнения теории пластичности Сен-Венана - Мизеса:

$$\begin{aligned} de_x &= \lambda(\sigma_x - \sigma_m); & d\gamma_{xy} &= 2\lambda \cdot \tau_{xy}; \\ de_y &= \lambda(\sigma_y - \sigma_m); & d\gamma_{yz} &= 2\lambda \cdot \tau_{yz}; \\ de_z &= \lambda(\sigma_z - \sigma_m); & d\gamma_{zx} &= 2\lambda \cdot \tau_{zx}. \end{aligned} \quad (1.34)$$

Обобщая теорию пластического течения, Друкер и Прагер ввели понятие потенциала пластичности  $f$ , т.е. такой функции нагружения, частная производная от которой пропорциональна приращению пластической деформации:

$$d\gamma_i^p = d\lambda \frac{\partial f}{\partial \tau_i} . \quad (1.35)$$

В условиях ассоциированного закона течения, подставляя (1.35) в (1.34) получим, что частные производные от пластического потенциала равны компонентам девиатора напряжений:

$$\begin{aligned} \frac{\partial f}{\partial \sigma_x} &= (\sigma_x - \sigma_m) ; & \frac{\partial f}{\partial \tau_{xy}} &= 2\tau_{xy} ; \\ \frac{\partial f}{\partial \sigma_y} &= (\sigma_y - \sigma_m) ; & \frac{\partial f}{\partial \tau_{yz}} &= 2\tau_{yz} ; \\ \frac{\partial f}{\partial \sigma_z} &= (\sigma_z - \sigma_m) ; & \frac{\partial f}{\partial \tau_{zx}} &= 2\tau_{zx} . \end{aligned} \quad (1.36)$$

Развитие концепции пластического потенциала на основе теории Кулона (Drucker D.C., Prager W., 1952) дало возможность представить для случая плоской деформации соотношения между напряжениями и деформациями в виде:

$$\begin{aligned} e_x &= \lambda \frac{\partial f}{\partial \sigma_x} = \frac{\lambda}{2} \left\{ \sin \varphi + \frac{(\sigma_x - \sigma_y) / 2}{\left[ 1 / 4(\sigma_x - \sigma_y)^2 + \tau_{xy}^2 \right]^{1/2}} \right\} ; \\ e_y &= \lambda \frac{\partial f}{\partial \sigma_y} = \frac{\lambda}{2} \left\{ \sin \varphi - \frac{(\sigma_x - \sigma_y) / 2}{\left[ 1 / 4(\sigma_x - \sigma_y)^2 + \tau_{xy}^2 \right]^{1/2}} \right\} ; \\ \gamma_{xy} &= \lambda \frac{\partial f}{\partial \tau_{xy}} = \lambda \frac{\tau_{xy}}{\left[ 1 / 4(\sigma_x - \sigma_y)^2 + \tau_{xy}^2 \right]^{1/2}} ; \end{aligned} \quad (1.37)$$

где  $e_x, e_y, \gamma_{xy}$  - скорости пластических деформаций;  $\lambda$  - положительный коэффициент пропорциональности, скалярный бесконечно малый множитель, который может принимать различные значения для различных частиц (Shield R.T., 1953).

Дальнейшее развитие этой теории для задач плоской деформации, позволяет выразить условие текучести (потенциал пластичности) через

первый  $I_1$  и второй  $I_2$  инварианты девиатора тензора напряжений (Николаевский В.Н., 1972):

$$f = \alpha I_1 + \sqrt{I_2} = K. \quad (1.38)$$

В этом случае параметры  $\alpha$  и  $K$  конической поверхности, могут быть выражены через параметры прочности Кулона - Мора  $C$  и  $\varphi$  (Амусин Б.З., Фадеев А.Б., 1975) в виде:

$$\alpha = tg\varphi / (9 + 12 \cdot tg^2\varphi)^{1/2}; \quad K = 3C / (9 + 12 \cdot tg^2\varphi)^{1/2}. \quad (1.39)$$

Таким образом, при простом нагружении для основания, работающего в упругой области ( $f < K$ ), будет действовать закон Гука, который в тензорной форме представлен выражением (1.38). Последующие дальнейшее нагружение и переход работы грунта в пластическую область ( $f = K$ ) предполагает идеальную пластичность, тогда приращения пластических деформаций может быть определено из условия:

$$de_{ij}^p = d\lambda \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} = d\lambda \left[ \alpha \cdot \delta_{ij} + \frac{S_{ij}}{2\sqrt{I_2}} \right]; \quad (1.40)$$

где  $S_{ij}$  - компоненты девиатора тензора напряжений:

$$S_{ij} = \sigma_{ij} - \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)\delta_{ij}. \quad (1.41)$$

В экспериментальных исследованиях, в соответствии с принятыми допущениями, среднюю деформацию  $e_{c,p}$  образца грунта обычно представляют как сумму средней деформации при гидростатическом давлении  $e_{c,p}^r$  и средней дилатантной деформацией  $e_{c,p}^D$ , возникающей от действия девиатора напряжений, или  $e_{c,p} = e_{c,p}^r + e_{c,p}^D = e_{c,p}(I_1, I_2, \mu_\sigma)$ . Величина средней дилатантной деформации зависит от соотношения инвариантов  $I_1$ ,  $I_2$  и для одного и того же вида грунта может носить довольно сложный характер. Большое влияние в теории пластического течения имеет траектория нагружения образца, так по данным проф. А.К. Бугрова (Иванов П.Л., 1985), *"только один поворот осей главных напряжений может давать изменение деформации формы и объема на 30% и более от достигнутых на этот момент значений деформаций"*.

Следует отметить, что уравнение (1.35) справедливо для упругоидеальнопластической среды, соответствующей так называемому закону

ассоциированного течения (Николаевский В.Н., 1972, 1975), который в применении к условию Кулона, является частным случаем математической модели пластического неассоциированного деформирования грунта. Или в общем случае:

$$de_{ij}^p = d\lambda \frac{\partial \Phi}{\partial \sigma_{ij}} \quad , \quad (1.42)$$

где  $\Phi$  - пластический потенциал, функция, представляющая собой поверхность нагружения, или критерий пластичности по Ж.Косте и Г. Санглеру (1981).

Нахождение функции  $\Phi$  является одной из главных задач теории пластического течения. В большинстве случаев функция, определяющая поверхность нагружения устанавливается из экспериментальных данных и может иметь кусочно-линейный, гладкий вид с выражением в точку (поверхности с сингулярными точками) и т.п. Соответствующим выбором  $\Phi$  можно обеспечить необходимую точность удовлетворения опытным данным по ориентации вектора  $de_{ij}^p$ . Величина же его находится посредством определения  $d\lambda$ . Обычно выбор функции  $\Phi$  осуществляется по результатам многочисленных экспериментов, позволяющих рассматривать процесс деформирования по различным траекториям нагружения в зависимости от напряжённо-деформированного состояния образца.

Анализ поверхностей нагружения для грунтов различного гранулометрического состава занимает большое место в исследованиях многих специалистов в области механики сплошных сред (Drucker D.C., Gibson R.E., Henkel D.I., 1958). Широкое развитие за рубежом получила модель Cam-clay, созданная в Кембридже (Schofield A.N., Wroth C.P., 1968; Roscoe K.H., Burland J., 1968). Основа данной концепции использовалась и продолжает развиваться в работах отечественных учёных (Александрович В.Ф., 1985; Александрович В.Ф., Федоровский В.Г., 1979, 1986; Гольдин А.Л., Прокопович В.С., 1986; Дидух Б.И., Иоселевич В.А., 1970; Соловьёв Ю.И. и др., 1986; Широков В.Н., 1985 и др.). В большинстве случаев в качестве модели основания предполагается использовать пластическую среду с упрочнением, поверхность нагружения которой, например, может иметь вид:

$$\Phi = \frac{q}{MP} + \frac{\lambda}{\lambda - \chi} \ln P + \frac{\nu - \Gamma}{\lambda - \chi} - 1 = 0 \quad , \quad (1.43)$$

где  $P$  - среднее давление;  $q$  - интенсивность девиатора напряжений;  $v = 1 + e$  - удельный объём;  $e$  - коэффициент пористости;  $M, \Gamma, \lambda, \chi$  - постоянные для данного грунта физические величины, определяемые экспериментально.

Теория пластического течения грунта с упрочнением нашла своё развитие в исследованиях проф. Ю.К.Зарецкого (1969, 1979, 1983) и широко применяется сотрудниками института Гидропроект для решения гидротехнических задач.

Используя ассоциированный закон течения, данная теория предполагает рассматривать поверхность нагружения, как функцию состоящую из четырёх регулярных участков:

$$\begin{aligned}
 1: R_{\delta} &= \left( H^* - \sigma_{отр}^* \right) \frac{\sin \varphi_{окт}^*}{1 - \sin \varphi_{окт}^*}; \\
 2: f_{r=2} &= \sigma_i - \sigma_i^*(\omega_i); \\
 3: f_{r=3} &= \sigma_i - \left[ P_{окт}^* (\omega_i, \omega_v) + \sigma \right] tg \psi_{окт} (\omega_i); \\
 4: f_{r=4} &= \sigma + P_{окт} (\omega_i, \omega_v),
 \end{aligned} \tag{1.44}$$

где

$$\begin{aligned}
 \sigma_i^*(\omega_i) &= C_{окт} (\omega_i) - \omega \cdot tg \varphi_{окт} (\omega_i); \\
 C_{окт} (\omega_i) &= C_{окт}^* + (C_{окт}^* - C_{окт}^{\circ}) \Phi(\omega_i / \omega_i^*); \\
 tg \varphi_{окт} (\omega_i) &= tg \varphi_{окт}^{\circ} + (tg \varphi_{окт}^* - tg \varphi_{окт}^{\circ}) \Phi(\omega_i / \omega_i^*); \\
 tg \psi_{окт} (\omega_i) &= tg \psi_{окт}^{\circ} + tg \psi_{окт}^{\circ} \Psi(\omega_i / \omega_i^*),
 \end{aligned} \tag{1.45}$$

$\sigma$  - среднее гидростатическое давление;  $\sigma_i$  - второй инвариант девиатора напряжений или интенсивность касательных напряжений сдвига;  $C_{окт}^*$ ;  $\varphi_{окт}^*$  - параметры прочности по октаэдрической площадке;  $H^* = C_{окт}^* \cdot ctg \varphi_{окт}^*$ ;  $\sigma_{отр}^*$  - напряжение отрыва, для песка  $\sigma_{отр}^* = 0$ ;  $P_{окт}^* = P_{окт} + q_{окт} \cdot ctg \psi_{окт} (\omega_i)$ ;  $P_{окт}$ ;  $q_{окт}$  - координаты особой точки. В качестве параметров упрочнения  $\omega_i$  и  $\omega_v$  - используются параметры Одвишта вида:

$$\begin{aligned} \frac{\omega_i}{\omega_i^*} &= \frac{1}{e_i^*} \int_L |de_i^p|; \\ \frac{\omega_v}{\omega_v^*} &= \frac{1}{e_v^*} \int_L de_v^p, \end{aligned} \quad (1.46)$$

где  $\omega_i^* = e_i^*$ ;  $\omega_v^* = -e_v^*$  - соответственно, предельные значения второго инварианта девиатора и первого инварианта тензора деформаций;  $L$  - длина траектории деформирования.

Для определения параметров функций упрочнения необходимо проводить несколько серий опытов по разрушению грунтовых образцов. Такая программа исследований достаточно трудоёмка для массового применения в строительстве и, очевидно, неизбежно вносит ряд погрешностей в определении экспериментальных величин. Следует также подчеркнуть, что поверхности нагружения, соответствующие четырём участкам (выражения 1.44) справедливы лишь только при условии коаксиальности тензоров напряжённого и деформированного состояний в определённом интервале параметра Лоде. При изменении параметра  $\mu_\sigma$ , вид функций поверхностей нагружения должен меняться.

В целях совершенствования методики расчёта в НИС Гидропроекта разработана программа, позволяющая получать параметры начальных поверхностей нагружения подбором, без проведения специальных экспериментов (Зарецкий Ю.Л., Ломбардо В.Н., Грошев М.Е., 1979).

Для решения задач в фундаментах, в НИИ оснований и подземных сооружений, на основе модели пластического течения грунта с упрочнением, разработан пакет прикладных программ "Радуга" (Лиховцев В.М., 1985; Лиховцев В.М., Эстрин И.Ю., 1985).

Программа "Геомеханика", выполненная в Санкт-Петербургском архитектурно-строительном университете под руководством проф. А.Б.Фадеева (1982, 1987), на кафедре механики грунтов, оснований и фундаментов, предназначена для грунтов, моделирующих в основном упругоидеальнопластическую среду и позволяет успешно применять её для выполнения различного вида геотехнических задач.

Таким образом окончательное решение смешанных задач для оснований на основе различных теорий пластического течения грунтов, практически реализуются одним из основных направлений в развитии нелинейной механики грунтов - это использование численных методов

(МКЭ) с применением мощных ЭВМ и процедурой шагового нагружения.

### 1.3. Приближённые инженерные методы расчёта деформации основания

Наряду с широким применением численных способов реализации проблем нелинейной механики грунтов на основе деформационной теории пластичности или теории пластического течения, не малое значение имеет разработка и применение приближённых инженерных методов в решении поставленных задач.

Достаточно подробно приближённые методы, учитывающие нелинейную зависимость между напряжениями и деформациями в грунтах, рассмотрены С.С. Вяловым ещё в 1978 г. Наиболее простой способ определения осадки  $S$  основания предполагает находить напряжения исходя из решений теории упругости и нелинейных свойств грунтов по формуле элементарного суммирования:

$$S = \sum_{j=1}^n \frac{\beta}{E_j} \cdot P_j \cdot h_j, \quad (1.47)$$

где  $P_j$  - давление в  $j$ -ом слое основания толщиной  $h_j$ , вычисленное по формулам теории упругости;  $\beta = (1 - 2\nu^2)/(1 - \nu)$ ;  $E_j$  - модуль деформации, который рассматривается как переменная величина, зависящая от нагрузки и времени:  $E_j = E(P, t)$ , определяется по результатам опытов на одноосное сжатие или полевых экспериментов при вдавливания штампа. Тогда, в общем виде:

$$E(P, t) = \frac{P}{f(P)} \Phi(t). \quad (1.48)$$

Выражение модуля деформации может быть представлено и степенным законом:

$$E(P, t) = \frac{A_z^{1/m} \cdot P^{(m-1)/m}}{1 + \delta \cdot t^\beta}; \quad (1.49)$$

где  $A_z$ ,  $m$  - коэффициенты деформирования и упрочнения при условно-мгновенном нагружении;  $\delta$ ,  $\beta$  - параметры, получаемые из испытания на ползучесть.

Довольно часто закон деформирования принимается в виде дробно-линейной зависимости, тогда можно записать:

$$E(P, t) = \frac{E_0 [T(1 - P/P_s) + t(1 - \delta P/P_s)]}{T + \delta t} \quad (1.50)$$

Диапазон изменения  $E(P, t)$  определится при  $t=0$  и  $t \rightarrow \infty$  и будут характеризовать условно-мгновенное и предельно-длительное значение модуля деформирования:

$$E(P, 0) = E_0(1 - P/P_0) \text{ и } E(P, \infty) = E_\infty(1 - P/P_\infty) \quad (1.51)$$

где  $P_s = P_0$  - предельная нагрузка при условно-мгновенном нагружении ( $t = 0$ );  $P_\infty = P_s/\delta$  - предельно-длительная нагрузка (при  $t \rightarrow \infty$ );  $E_0$  - значение модуля деформации при  $P \rightarrow 0$  и  $t \rightarrow 0$ ;  $E_\infty = E_0/\delta$  - значение модуля при  $P \rightarrow 0$ , но  $t \rightarrow \infty$ ;  $T$  и  $\delta$  - параметры.

Осадка основания может быть определена по формуле Шлейхера, полученной для упругого полупространства, но также с использованием переменного модуля деформации:

$$S = \frac{(1 - \nu^2)}{E(P, t)} \omega \cdot b \cdot P \quad (1.52)$$

где  $\omega$  - коэффициент, зависящий от формы подошвы и жёсткости фундамента;  $b$  - ширина прямоугольной (или диаметр круглой) площади подошвы фундамента.

Если принять  $E(P, t)$  в форме (1.49), то получим:

$$S = \frac{(1 - \nu^2) \omega \cdot b}{A_z^{1/m}} P^{1/m} (1 + \delta t^\beta) \quad (1.53)$$

Используя дробно-линейный закон деформирования, (1.50) будем иметь:

$$S = \frac{(1 - \nu^2) \omega \cdot b}{E_0} \cdot \frac{P(T + \delta t)}{T(1 - P/P_s) + t(1 - \delta P/P_s)} \quad (1.54)$$

Эта формула для однородного массива неограниченной толщины, была впервые применена ещё в 1972 г. Ю.К.Зарецким. С учётом подстилающего жёсткого основания, залегающего на глубине  $h$ , данная зависимость была получена С.С. Вяловым и А.Л. Миндичем (1974) и для полосовой нагрузки шириной  $b$ , будет иметь вид:



$$S = \frac{(1 - \nu^2)n \cdot b}{E_o} \cdot \frac{P(T + \delta t)}{T(1 - P/P_s) + t(1 - \delta P/P_s)}, \quad (1.55)$$

где  $n=(1.07h/b)/(1+0.4h/b)$  - коэффициент, учитывающий влияние подстилающего жёсткого основания.

Если не учитывать фактор времени, то формулы (1.53), (1.54) и (1.55) получат несколько иной вид:

$$S = \frac{(1 - \nu^2)\omega \cdot b}{A_z^{1/m}} P^{1/m}; \quad (1.56)$$

$$S = \frac{(1 - \nu^2)\omega \cdot b \cdot P}{E_o(1 - P/P_o)}; \quad S = \frac{(1 - \nu^2)n \cdot b \cdot P}{E_o(1 - P/P_o)}.$$

Следует отметить, что по-видимому впервые, закон изменения осадки фундамента в виде дробно-линейной зависимости, был предложен ещё Б.П.Поповым (1950):

$$S = \frac{1 - \nu^2}{E_o} \omega \cdot b \cdot \frac{P_1}{1 - P_1/P_{np}}, \quad (1.57)$$

где  $P_1$  - давление под подошвой фундамента;  $P_{np}$  - давление, соответствующие потере несущей способности основания (по В.Г. Березанцеву).

Ю.Н. Мурзенко (1977, 1981) была предложена формула элементарного суммирования для инженерного метода определения осадки основания в условиях плоской задачи:

$$S = 0,75 \frac{1}{\bar{E}} \sum_{i=1}^n \frac{h_i}{E_i} \left[ (\sigma_z - \sigma_y)_i + (\sigma_z - \sigma_y)_{i+1} \right], \quad (1.58)$$

где  $\sigma_z, \sigma_y$  - компоненты напряжений в рассматриваемой точке основания;  $E_i$  - начальный модуль деформации грунта;  $\bar{E}$  - безразмерная функция интенсивности упругопластических деформаций, устанавливаемая по результатам штамповых испытаний.

Проводя экспериментальные исследования, М.В. Малышев, Ю.К. Зарецкий, В.Н. Широков (1973) установили, что несоответствие между результатами экспериментов и решений, основанных на гипотезе линейно-деформируемой среды, в значительной степени объясняются нелинейностью сдвиговой деформации в грунтах. Окончательная зависимость, предложенная ими, для осадки полосового штампа  $W$  от нагрузки

$q$ , заглубления  $h$  и характеристик деформируемости основания предложена в следующем виде:

$$W = \frac{B}{2(1 - \text{tg}\rho)} \cdot \frac{q \cdot b}{N_1 \gamma b + N_2 \gamma h + N_3 c - q}, \quad (1.59)$$

где  $\rho$  - плотность грунта;  $B$  - параметр деформирования, определяемый экспериментально в соответствии с условием А.И. Боткина;  $N_1, N_2, N_3$  - коэффициенты несущей способности, зависящие от угла внутреннего трения;  $\gamma$  - удельный вес грунта;  $c$  - величина сцепления грунта.

Рассматривая приближённое решение об осадке поверхности нелинейно деформируемого полупространства, З.Г. Тер-Мартirosяном (1979), а также в совместной работе с Н.А. Цытовичем (1981), на основе предложений А.И.Боткина, приводится решение для краевой задачи в упругой и пластической постановке:

$$S = \frac{P \cdot b}{E} \left[ \omega(1 - \nu^2) + \frac{\Pi}{P_0 - P} \right], \quad (1.60)$$

где  $P$  - интенсивность приложенной нагрузки;  $\Pi$  - коэффициент, учитывающий накопление пластических деформаций в массиве грунта;  $P_0$  - интенсивность предельной критической нагрузки, определяемой по решениям В.Г. Березанцева и В.В. Соколовского:

$$P_0 = N_1 \gamma b + N_2 \gamma h + N_3 \cdot c. \quad (1.61)$$

Если подставить (1.61) в (1.60) и сопоставить полученное выражение с (1.59), то не трудно заметить, что знаменатели данных зависимостей будут практически совпадать и потому при небольшом диапазоне изменения нагрузок, решения (1.59) и (1.60) будут носить линейный характер. С возрастанием интенсивности приложенной нагрузки всё в большей степени будет проявляться нелинейный характер данных зависимостей и в предельном состоянии на графике  $S=S(P)$  будем иметь асимптоту, параллельную оси осадок.

Следует отметить, что многие авторы неоднократно обращались к инженерным методам расчёта осадки фундамента на основаниях, работающих за пределами расчётного сопротивления грунта. Так по методике, предложенной В.М.Кирилловым (1985), осадка жёсткого штампа нагруженного давлением  $P$  может быть определена выражением:

$$S = \frac{\omega(1 - \nu^2) \cdot b}{E} \cdot \left[ P_1 + \frac{(P_2 - P_1)(P - P_1)}{P_2 - P} \right], \quad (1.62)$$

где  $P_1$  - критическое давление по Пузыревскому-Герсеванову, отвечающее концу линейной стадии деформирования;  $P_2$  - предельное давление на штамп.

По формуле (1.62) предполагается определение осадки для основания, представляющего собой однородное полупространство (полуплоскость). Для сжимаемого слоя конечной относительной толщины  $\lambda$  предельное давление рекомендуется определять по эмпирической зависимости  $P_2 = \sigma_2 \cdot ctg \lambda$ , где  $\sigma_2$  - предельное давление при  $\lambda \rightarrow \infty$ , то есть для условий однородного основания. Данная методика расчёта получила развитие и в более поздних работах Кириллова В.М.(1992).

Другой метод учёта нелинейной работы основания дан проф. А.К.Бугровым (Бугров А.К., Исаков А.А., 1986). На основе анализа большого объёма решений смешанных задач, рассматривающих основание как модель упругоидеальнопластического грунта, приводится формула, позволяющая определять осадки  $S_{уп}$  упругопластических оснований по осадкам  $S_y$  тех же оснований в предположении их линейной зависимости:

$$S_{уп} = S_y \cdot K_{п\lambda}^s; \quad (1.63)$$

где  $K_{п\lambda}^s$  - коэффициент пластической осадки, учитывающий увеличение деформаций за счёт развития в основании областей предельного напряжённого состояния грунта. Значения  $K_{п\lambda}^s$ , обобщающие решение смешанных задач для однородных оснований, приняты авторами в графической форме и представляют собой функциональные зависимости вида:

$$K_{п\lambda}^s = K_{п\lambda}^s [\varphi_2; (P/R_o - 1) / (P_{п\ p}/R_o - 1)], \quad (1.64)$$

где  $\varphi_2$  - угол внутреннего трения грунта;  $P_{п\ p}$  - предельное давление на основание, при достижении которого осадка стремится к бесконечности;  $R_o$  - величина расчётного сопротивления, определяемая по СНиП 2.02.01-83 при  $\gamma_{c1} = \gamma_{c2} = K = 1$ .

Многолетние исследования, проведённые на кафедре оснований и механики грунтов Московского государственного строительного уни-

верситета (Малышев М.В., 1980, 1994; Никитина Н.С., 1984, 1986) по определению осадки за пределами линейной зависимости между напряжениями и деформациями в грунте, позволили представить результаты в виде обобщённых рекомендаций, которые вошли в издание "Пособия по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 2.02.01-83)". Согласно данной методики, осадку  $S_p$  основания при давлении  $P$  под подошвой фундамента, превышающем расчётное сопротивление грунта основания  $R$ , допускается определять по формуле:

$$S_p = S_R \left[ 1 + \frac{(P_u - R)(P - R)}{(R - \sigma_{zq,0})(P_u - P)} \right], \quad (1.65)$$

где  $S_R$  - осадка основания при давлении  $P = R$ ;  $\sigma_{zq,0}$  - вертикальное напряжение от собственного веса грунта на уровне подошвы фундамента;  $P_u$  - предельное сопротивление грунта, определяемое по методике авторов как для однородного, так и многослойных оснований (Никитина Н.С., 1986).

В развитие формулы (1.65), Коноваловым П.А. и др. (1994) на основе натурных крупномасштабных штамповых испытаний, предложена зависимость определения осадки  $S'_p$  для оснований воспринимающих давление  $P$  превышающие  $R$  в следующем виде:

$$S'_p = S_p \frac{P}{R}, \quad (1.66)$$

причём для лёссовой супеси, вычисленные осадки по (1.66) по сравнению с экспериментом, при  $P \leq 1,4R$ , дают вполне удовлетворительные расхождения до 10...15%.

Перечисленные инженерные методы расчёта осадки фундамента с учётом нелинейной работы основания не являются исчерпывающими, однако они достаточно убедительно показывают всю сложность и актуальность проблемы, решение которой безусловно даст значительный экономический эффект в фундаментостроении.

Следует отметить, что в большинстве случаев разработанные инженерные методы, учитывающие работу оснований за пределами теории упругости, предполагают использование феноменологических зависимостей, найденных для описания нелинейного поведения основания при определённых грунтовых условиях и заданных размерах фундамента. Справедливость применения найденных закономерностей для данных конкретных условий не вызывает сомнений. Однако при изменении

вида основания - грунтовой среды, эти зависимости становятся уже не корректными. Необходимо отыскание новых закономерностей, коэффициентов, параметров и т.д., т.е. для каждого случая - решение задачи заново.

#### 1.4. Задачи исследования

Решение задач по проектированию фундаментов для оснований, работающих за пределами теории упругости или условий линейно-деформируемой среды, в настоящее время может быть реализовано по трём направлениям:

1. На основе модели деформационной теории пластичности. Такая постановка позволяет рассматривать нелинейно-упругий подход при учёте нелинейных зависимостей между напряжениями и деформациями. Особенностью решения задач в данном случае является необходимость учёта совместного влияния интенсивности напряжений, изотропного обжатия, вида напряжённого состояния на деформации объёма и формы.

2. На основе модели теории пластического течения. Данная постановка позволяет рассматривать упругопластический подход, основывающийся на дифференциальных зависимостях в описании физических уравнений состояния среды. В этом случае при расчётах необходимо учитывать изменение траектории нагружения, появление несоосности тензоров напряжений и деформаций; использование же модели упруго-пластической упрочняющейся среды вызывает дополнительную необходимость исследования поверхностей нагружения, построение которых связано с определением большого числа параметров грунта в сложных экспериментах.

3. Применение приближённых инженерных методов, позволяющих при определённых условиях, с достаточной точностью описывать осадки упругопластических оснований.

Первые два направления могут дать наиболее точные результаты, но одновременно трудоёмки и с точки зрения получения экспериментальных данных, и с позиции вычислений. Поэтому их применение целесообразно лишь для проектирования уникальных, дорогостоящих сооружений, требующих проведения специальных исследовательских работ. Для широкого использования возможностей работы оснований за пределами теории упругости к методам проектирования фундаментов промышленного и гражданского строительства, как нам представляется, наиболее обоснованно развитие третьего направления. Решение задач в

этом случае целесообразно проводить на основе стандартных - широко применяемых прочностных и деформативных характеристик грунтов.

Основное направление исследовательской работы предполагает разработку инженерного метода расчёта фундаментов на естественном основании, работающим как в упругой, так и за пределами теории упругости стадии деформирования. Использование такого метода при проектировании фундаментов промышленных и гражданских зданий, позволит определять размеры подошвы данных конструкций по величине заданной (допустимой) деформации (второе предельное состояние по СНиП 2.02.01-83) с одновременным расчётом несущей способности основания (первое предельное состояние по СНиП). Применение данного метода при проектировании фундаментов и их расчётов при реконструкции зданий, позволит не только снизить материалоемкость рассчитываемых конструкций, но и уменьшить трудозатраты, сократить сроки строительства и, таким образом, способствовать развитию ресурсосберегающей технологии.

*В соответствии с выше изложенным, в качестве задач настоящих исследований были поставлены следующие:*

1. Исследование развития касательных напряжений вблизи с заранее фиксированной поверхностью в условиях прямого сдвига на стандартном лабораторном оборудовании.

2. Разработка метода определения осадки жёсткого фундамента на естественном основании для грунтов, работающих в упругопластической стадии деформирования.

3. Создание инженерного метода расчёта ленточных и отдельных фундаментов с учётом нелинейной работы оснований, позволяющего проектировать конструкции исходя из величин предельных деформаций и с заданной степенью надёжности, обеспечивающего благоприятную работу надземных частей сооружения.

4. Разработка и внедрение программного обеспечения с целью совершенствования предлагаемой методики инженерных расчётов и доведение её до проектировщика в наиболее наглядном и доступном виде.

## ГЛАВА 2. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ПРОЯВЛЕНИЯ ПЛАСТИЧЕСКИХ ДЕФОРМАЦИЙ В ГРУНТЕ

Как установлено многочисленными экспериментами (Боткин А.И., 1939; Вялов С.С., 1978; Ломизе Г.М., Крыжановский А.Л., Петрянин В.Ф., 1972; Сидоров Н.Н., Сипидин В.П., 1972 и др.), деформации объёма грунта зависят как от шарового тензора, так и от деватора напряжений. Это объясняется тем, что изменение объёма в грунте происходит не только от нормальных сил, вызывающих всестороннее сжатие, но и от деформации сдвига, и в наибольшей степени данное явление проявляется при переходе рыхлого сыпучего грунта в предельное состояние. Подобное свойство зернистой среды изменять объём при сдвиге, было обнаружено О.Рейнольдсом ещё в 1885 г. и названо дилатансией.

Согласно современному представлению дилатансией называется развитие деформации объёма при действии деватора напряжений. От действия касательных напряжений происходит переупаковка частиц грунта относительно друг друга, что и вызывает дополнительную деформацию объёма (Николаевский В.Н., 1979). Следовательно изучение этого явления необходимо проводить в соответствии с теми особенностями поведения грунтов при деформировании, которые были отмечены в § 1.1.

### 2.1. Дилатансионные свойства грунта в условиях объемного напряжённого состояния

Обычно дилатансионные свойства грунта определяются на приборах объёмного напряжённого состояния с независимыми значениями задаваемых главных напряжений (Green G.E., Bishop A.W., 1969; Крыжановский А.Л., 1982) или на стабилометрах.

Подобные испытания были проведены на стабилометре типа ГБ-6 конструкции ЛИИЖТа с сухим среднезернистым песком. Испытания представлены на рис. 2.1. в виде зависимостей изменения объёмной деформации образцов  $e_v$  от действия деватора напряжений или интенсивности касательных напряжений  $\tau = \sigma_{1i} - \sigma_{2i}$ ; где  $\sigma_{1i}$  - максимальные значения главного нормального напряжения при  $i$  ступени нагружения;  $\sigma_{2i}$  - минимальные значения главного нормального напряжения при  $i$  ступени нагружения.

Рассматривая деформирование грунта в стабилометре в виде закономерностей деформации объёма и формы, получим графическую зависимость  $e_v = e_v(\sigma_2, \tau)$  рис.2.2. Кривая 1 на этом рисунке построена в результате гидростатического обжатия грунта. Данная кривая чаще всего носит линейный характер, что отмечается и у других исследователей (Фёдоров И.В., 1962; Вялов С.С., 1978).

Если гидростатическим обжатием создать напряжённое состояние в образце грунта соответствующее точке  $A$ , а затем при постоянном значении минимального главного напряжения  $\sigma_2$ , действием девиатора напряжений довести образец до разрушения, то величина  $e_v$  достигнет точки  $B$  (рис.2.2.). Отрезок  $AB$  будет в данном случае определять изменение объёмной деформации от действия девиатора напряжений или характеризовать дилатансионные свойства грунта. При нагружении образца грунта по схеме, соответствующей кривой 1, касательные напряжения в нём не возникают, т.е.  $\tau=0$ . Затем при девиаторном нагружении в грунте начинают появляться касательные напряжения, которые в момент достижения т.  $B$ , т.е. разрушения образца (по Фёдорову И.В., 1962 - фаза разрушения с разуплотнением грунта), соответствуют величине максимального значения  $\tau = \tau_{\max}$ . Проведя ряд подобных испытаний для образцов с различным напряжением  $\sigma_2$ , можно получить кривую 2, характеризующую закономерности деформации грунта при полном проявлении явления дилатансии. Аналогичный подход к рассматриваемой задаче, но несколько иной интерпретации, исследовался А.Л.Крыжа-новским и О.В.Куликовым (1977).

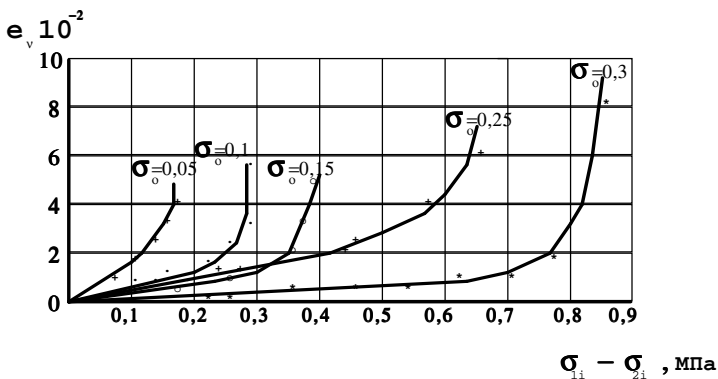




Рис.2.1. Результаты испытаний сухого среднезернистого песка ( $\varphi = 35^\circ$ ;  $c = 0,23$  Мпа;  $\gamma = 17$  кН/м<sup>3</sup>;  $\nu = 0,3$ ) в условиях объёмного напряжённого состояния.  $\sigma_0$  - величина гидростатического обжатия образца грунта, в МПа

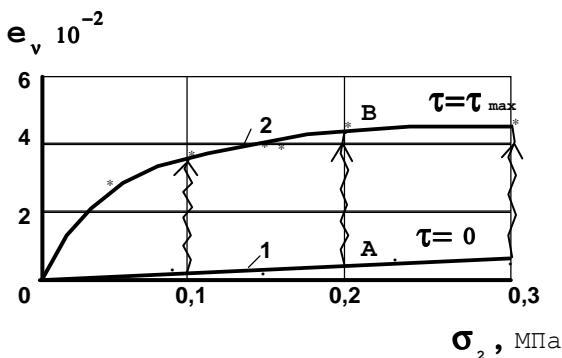


Рис.2.2. График зависимости изменения объёмной деформации  $e_v$  от величины минимального главного нормального напряжения  $\sigma_2$ ; 1 - кривая, получаемая при гидростатическом обжатии грунта; 2 - кривая, получаемая в результате учёта закономерностей деформации грунта от действия девиатора напряжений

Следует также отметить, что дилатантная часть объёмной деформации, выраженная через коэффициент  $\delta$  нашла своё отражение в работе С.Н.Клепикова и П.Е. Клещёва (1985); так по их рекомендациям:

$$\delta = (1 - \gamma_n / \gamma_{кр}) / (1 + 2\mu); \quad (2.1)$$

где  $\gamma_n$  - начальная (естественная) плотность грунта;  $\gamma_{кр}$  - критическая плотность;  $\mu$  - коэффициент Пуассона грунта.

Однако эта формула, полученная на основе исследования работы фундаментов на подрабатываемых территориях, не учитывает того, что плотность грунта с глубиной меняется. Не рассматривается также изменение дилатантной части объёмной деформации с изменением напряжённо-деформированного состояния основания, вследствие передачи ему нагрузки от фундамента. При лабораторных же исследованиях этот недостаток устранён, т.к. кривая 2 на рис.2.2. является функцией напря-

жённого состояния  $\sigma_2$  и, следовательно, использование её даёт возможность характеризовать дилатансионные свойства основания при различных ступенях нагружения.

Однако, необходимо подчеркнуть, что испытания грунтов в условиях объёмного напряжённого состояния, как отмечено у D.Trollor, C.Chan (1960); М.Е. Харр (1971), проводятся исключительно как испытание на сжатие и поэтому не дают непосредственной информации относительно касательных и нормальных напряжений. В этом смысле можно сказать, что трёхосные испытания относятся к косвенному методу. (Выбирается - принимается произвольно теоретический критерий текучести и затем из простых лабораторных испытаний находят характерные численные значения параметров грунта, согласующихся с выбранным критерием). При проведении таких испытаний многими исследователями подчёркивается (Рудаков В.Н., Шутенко Л.Н., 1985; Башкиров Е.В. и др., 1985), что уже на малом интервале деформирования грунта наблюдается несоосность тензоров напряжений и деформаций. Основными причинами несоосности тензоров является деформационная анизотропия грунта и изменение его плотности. Не учёт этих факторов может в ряде случаев существенно повлиять на конечные результаты испытаний.

В реальных грунтовых условиях при передаче давления от фундамента основанию, последнее испытывает сложное напряжённое состояние. Происходят прежде всего изменения в траектории движения частиц (Мальшев М.В., 1953, 1980; Гольдштейн М.Н., Кушнер С.Г., 1970), которые одним из первых наблюдал ещё К.Терцаги. По его исследованиям, в фазе уплотнения основания, траектории частиц грунта по мере увеличения напряжений получают всё большие отклонения от вертикальной оси; однако превалирующими остаются всё же вертикальные смещения. При возникновении с ростом напряжений под подошвой фундамента зон пластических деформаций, траектории движения частиц настолько отклоняются от вертикальной оси, что преимущественно получают горизонтальные смещения. После К. Терцаги многие учёные в своих исследованиях отмечали данное явление, так С.С. Вялов (1978) подчёркивает, что *"условие соосности и подобия напряжённого и деформированного состояний выполняются для грунтов только при неизменном виде напряжённого состояния. При сложном же нагружении это условие перестает быть справедливым и в тем большей степени, чем большие изменения имеет параметр Лоде"*. Отклонение вектора перемещений от вертикали по данным испытаний Г.Г.Болдырева, Е.В.Ни-

китина (1978) изменяются в пределах от  $19^\circ$  до  $81^\circ$  ( при нагрузке  $0,6P_{п р}$ ), уменьшаясь к оси штампа и увеличиваясь по направлению к полосе максимальных сдвиговых деформаций. С ростом нагрузки на фундамент в основании происходит не только изменения угла поворота осей главных деформаций, но и осей главных напряжений. Направления этих осей, как правило, друг с другом не совпадают, а различия между ними по глубине сжимаемой толщи и с ростом нагрузки увеличиваются. Так по данным расчёта А.К.Бугрова (1980) для песчаного основания под краем штампа, угол между главными напряжениями и направлением деформаций составлял от  $10^\circ$  до  $20^\circ$  при  $q = (0,5 - 0,8)q_{к р}$  и доходил до  $40^\circ$  при  $q = q_{к р}$ . Такого же мнения придерживаются А.В.Гришин (1985), А.П.Криворотов и др. (1972, 1985, 1991). В их исследованиях делается вывод о не подобии напряжённого и деформированного состояния в основании.

Анализ изменения параметра Лоде, модуля сдвига и объёмного деформирования грунта в зависимости от напряжённого состояния основания можно найти в работах В.И.Соломина, С.Б. Шматкова (1986); В.Г.Федоровского, С.Е. Когановской (1975); В.В. Ревенко (1977); Ю.Н. Мурзенко, Ю.В. Гольшева, В.П. Дыба (1977) и др. Результаты этих исследований убедительно подтверждают изменчивость отмеченных параметров в зависимости от ориентации рассматриваемой площадки и степени нагружения фундамента.

О сложном нагружении основания в процессе передачи ему нагрузки пишет проф. М.В.Мальшев (1980), отмечая, что "*...В связи со значительными деформациями грунта в предельных зонах должна учитываться помимо физической нелинейности их нелинейная связь с перемещениями (геометрическая нелинейность)*". Подобные проблемы поднимаются в работах В.В.Новожилова (1948), Ю.И.Соловьёва (1969), В.Н. Николаевского (1972), В.И. Соломина, В.С. Копейкина, С.Б. Шматкова (1979), А.С. Строгонова (1983) и др. Проявление физической нелинейности обуславливается взаимосвязью компонентов напряжений и деформаций при сложном напряжённом состоянии грунтовой среды и по существу отражается в решениях теории пластичности. Геометрическая нелинейность обуславливается нелинейными соотношениями в дифференциальных уравнениях равновесия и объёмного деформирования. Решение задач, позволяющих учитывать физическую и геометрическую нелинейность грунтов, осложняется тем, что в нагруженном основании существуют одновременно области допредельного и предель-

ного равновесия грунта со смещающейся при изменении нагрузки границей между ними, т.е. смешанная задача (Горбунов-Посадов М.И., 1962). Постановка таких задач и их решение, как правило, рассматривается приближённо - численными методами с применением вычислительной техники. Предшествующие определения грунтовых характеристик при рассмотрении смешанных задач, обычно рекомендуется проводить при испытании образцов грунта на приборах, моделирующих объёмное напряжённое состояние при независимых значениях задаваемых главных напряжениях (Крыжановский А.Л., 1982).

Если рассматривать упрощённо только упругопластическую грунтовую среду, не учитывая ряд дополнительных закономерностей деформации грунта, то и в этом случае необходимо лабораторное определение, как минимум, четырёх параметров: модуля объёмной деформации, модуля сдвига, угла внутреннего трения, сцепления (Крыжановский А.Л., Куликов О.В., 1977). При определении каждого из параметров неизбежно вносятся свои погрешности в окончательное решение, поэтому применение в этом случае уникального дорогостоящего лабораторного оборудования часто не оправдано и существенно снижает его внедрение для массового решения инженерных задач фундаментостроения для промышленного и гражданского строительства.

Следует отметить, уравнения теории упругопластического деформирования в полной мере описывают пластическую деформацию при простом нагружении, когда компоненты девиатора напряжений возрастают пропорционально одному параметру. Поэтому использование этих уравнений для описания пластических деформаций при сложных путях нагружения может привести к неудовлетворительным результатам. При передаче же давления от фундамента, по мере развития областей предельного состояния в основании и накопления деформаций сдвига, будут изменяться и прочностные характеристики грунта (Елизаров С.А., Мальшев М.В., 1993). В этот момент в напряжённом основании происходит не только поворот главных осей деформаций, но меняется также и траектория нагружения отдельных площадок в результате развития зон пластических деформаций, а грунт приобретает некоторые свойства анизотропии (Безухов Н.И., 1968; Соловьёв Ю.И., 1969). Проявление данных свойств зависит от большого количества факторов, носящих чаще всего, случайный характер, поэтому подходить к решению подобных задач, как считают Яковлев П.И., Школа А.В. (1985) и др., необходимо с учётом вероятностной основы их распределения.

Представляют интерес в этом отношении проведение сдвиговых испытаний. Особенности этого вида испытаний отмечены у М.Е. Харр (1971), "*...испытания на прямой сдвиг являются примером прямого метода*" определения касательных и нормальных напряжений и по ним "*...для достаточного сочетания видов загрузки, можно получить необходимые данные для установления критерия разрушения*". Подобное же мнение можно встретить в работах Н.Н. Маслова (1935), С.Р. Месчана (1978, 1985), которые подчёркивают, что "*...опыты на сдвиг в наибольшей степени отражают действительные условия возможного сдвига сооружения. Эти опыты предельно просты и имеют явное преимущество перед экспериментами на трёхосное сжатие в смысле определённости напряжённого состояния образца, простоты и надёжности замера деформаций*". В исследованиях Н.А. Цытовича и З.Г. Тер-Мартиросяна (1981) с ссылкой на эксперименты А.Л. Крыжановского и А.Е. Монастырского отмечается, что величина касательных напряжений в крупноскелетных грунтах не зависит от параметра Лоде, или вида пространственно-напряжённого состояния. Этот вывод позволяет рассматривать процесс местного разрушения грунта по схеме простого сдвига, соответствующего теории прочности Мора.

Таким образом, при проведении сдвиговых испытаний с образцом грунта, будем считать, что в нём протекают почти все виды пластических деформаций, зависящие от поворота главных осей, изменении траектории нагружения и вида напряжённого состояния.

Следовательно, в первом приближении возможно допустить, что такая методика проведения испытаний, позволяющая определять прочностные характеристики оснований, учитывает и проявление пластических свойств грунта.

## 2.2. Особенности деформирования грунта при прямом сдвиге

Во время проведения сдвиговых испытаний, возникающие вертикальные смещения образца, вследствие явления дилатансии (контракции), позволяют учесть проявление пластических свойств грунта (подобное мнение можно встретить в работе В.В. Ковтуна (1986)).

А.Б. Фадеев (1987) в своей монографии, ссылаясь на результаты исследований К.Н. Roscoe, А.Н. Schofield (1963) и R.N. Yong, E. Mogyes (1971), приводит комплекс графиков, характеризующих поведение образца нормально уплотнённой глины в условиях чистого сдвига. Эти исследования качественно достаточно хорошо подтверждают результаты наших ис-

пытаний и опыты по определению дилатансии грунтов на приборе прямого сдвига, проводимые А.Н. Драновским (1985).

Следует особо подчеркнуть, что при проведении испытаний на сдвиг необходимо знать толщину слоя или зону грунта, в котором в основном проявляются пластические свойства. Вопросы определения зоны сдвига рассматривались ещё в работах Н.М. Герсеванова и Д.Е.Польшина (1948), которые отмечали, что сдвиг грунта осуществляется не по плоскости или поверхности, а по объёму целого слоя, внутри которого происходит перераспределение частиц скелета с образованием их нового взаимного расположения.

Подобные выводы по результатам лабораторных наблюдений можно встретить в работах Н.Я.Денисова (1947), И.А.Клевцова (1954), R. Peterson, N.L. Jverson, P.J. Rivard (1957). Последние подчёркивали, что деформации элементарного слоя всегда происходят по схеме прямого сдвига, поэтому наши исследования в дальнейшем и посвящены преимущественно развитию этого вопроса. В работах С.З. Месчяна (1967, 1978, 1985) приводятся убедительные результаты опытов, показывающие, что высота зоны сдвига не зависит от размеров образцов и находится в пределах 15 мм. По данным А.А.Ничипоровича (1948) величина зоны сдвига в приборе одноплоскостного среза составляет примерно одну треть от высоты образца. Э.В.Костерин (1957), а также Г.И.Покровский (1941) по результатам своих исследований утверждают, что зона сдвига глинистых грунтов является переменной по сечению образца величиной, зависящей от величины уплотняющей нагрузки. Дальнейшие исследования (Микулич В.А., Талецкий В.В., 1985; Копейкин В.С. и др., 1985, 1986, 1991) также подтверждают образование при сдвиговых испытаниях определённой зоны или слоя грунта, величина которого достигает до 10 диаметров среднего размера частиц. Аналогичные выводы можно встретить в работах J.R.Rice (1973), J.Vardoulakis (1978) и др.

Таким образом при анализе результатов исследований проведённых различными авторами становится очевидным, что при сдвиге в грунтах касательные напряжения развиваются в пределах определённой зоны ( области ). Для проверки данного предположения были проведены испытания в условиях плоской задачи на сдвиговом приборе с прозрачными стенками из органического стекла. Опыты проводились с сухим среднезернистым песком ( $\phi = 35^\circ$ ;  $c = 0,2$  кПа;  $\gamma = 17$  кН/м<sup>3</sup>;  $\mu=0,3$ ) в не нагруженном состоянии или при  $\sigma_1 = 0$  и при нормальном

напряжении  $\sigma_1 = 0,02$  МПа. Характер деформации грунта при сдвиге определялся не только инструментально, но и визуально по величине смещения вертикальных окрашенных полосок грунта, выполненных при формировании образца (рис. 2.3.). Результаты испытаний позволили определить общий характер смещения грунта в сдвиговом приборе при плоской задаче, вплоть до предельного состояния и дали возможность выявить зону напряжённого состояния  $AA'$ ;  $BB'$ ;  $CC'$ ;  $DD'$  (рис.2.3) на различных стадиях смещения  $\Delta l_i$ .

Характер деформации зоны грунта, полученный при испытаниях на плоском сдвиге, представил возможность рассмотреть данную задачу при следующих основных допущениях:

1. Если слои грунта при сдвиге получают смещения соответствующие величинам  $\Delta l_i$ , то дополнительных давлений в этих слоях при равномерном смещении не возникает. Тоже можно предположить и о тех слоях, которые при сдвиге не получают никаких смещений (т.  $A'$ ,  $B'$ ,  $C'$ ,  $D'$  на рис. 2.3).

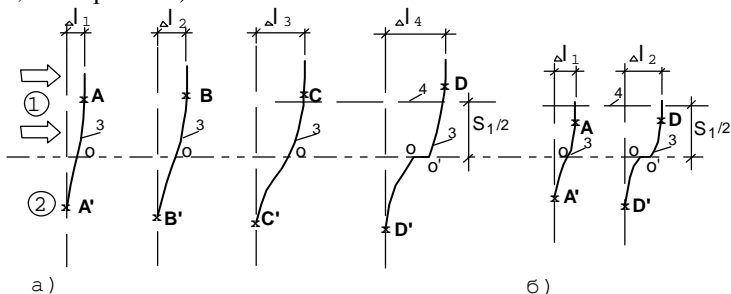


Рис. 2.3. Характер деформации сухого среднезернистого песка ( $\varphi = 35^\circ$ ;  $c = 0,2$  кПа;  $\gamma = 17$  кН/м<sup>3</sup>;  $\nu = 0,3$ ) при плоском сдвиге: а) - при  $\sigma_1 = 0$ ; б)- при  $\sigma_1 = 0,02$  МПа; 1 - сдвигаемая область; 2 - неподвижная область; 3 - замеренные смещения слоёв грунта при сдвиге на  $\Delta l_i$ ; 4 - рассчитанная величина  $S_1 / 2$  по формуле 2.6 в момент предельного состояния

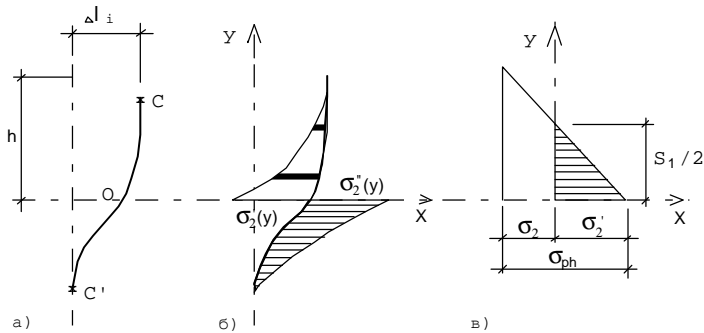


Рис. 2.4. а) Схема замеренных смещений слоёв грунта при плоском сдвиге на  $\Delta l_i$ ; б) Расчётная схема, допускающая возникновение дополнительного давления  $\sigma_2'(y)$ ,  $\sigma_2''(y)$  в зависимости от величины смещения отдельных слоёв грунта; в) Схема определения величины  $S_1/2$  через пассивное давление  $\sigma_{ph}$  в сдвигаемой части образца

В тех же слоях грунта, которые при сдвиге получили смещения меньше  $\Delta l_i$ , возникнут дополнительные давления, характер последних можно представить в соответствии с расчётной схемой на рис. 2.4.

2. В смещающей части сдвигового прибора ( $y > 0$ ) давления  $\sigma_2'(y)$  будут развиваться пропорционально разности между величинами  $\Delta l_i$  и смещениями отдельных слоёв грунта (кривая 3 на рис. 2.3). В неподвижной части сдвигового прибора ( $y < 0$ ) реактивный отпор в грунте  $\sigma_2''(y)$  будет возникать пропорционально величинам смещения отдельных слоёв. Очевидно, что в плоскости сдвига (отделяющей подвижную часть прибора от неподвижной) будет выполняться условие:  $\sigma_2'(y) = \sigma_2''(y)$  или  $\sigma_2' = \sigma_2''$ .

3. Сдвигаемая часть прибора своими смещениями будет вызывать пассивное давление в грунте,  $\sigma_{ph}$  которое, как известно (Сорочан Е.А., Трофименков Ю.Г., 1985), в момент предельного равновесия, может быть определено в общем случае из выражения:

$$\sigma_{ph} = (\sigma_1 + \gamma h)\lambda_{ph} + c/\operatorname{tg}\alpha[\lambda_{ph} - \cos(\alpha + \delta) / \cos\alpha \cdot \cos\delta], \quad (2.2)$$

где  $\sigma_1$  нормальные напряжения в приборе;  $\gamma$  - удельный вес грунта;  $h$  - высота сдвигаемой части прибора;  $c$  - сцепление грунта;  $\alpha$  - угол наклона стенки прибора к вертикали;  $\delta$  - угол трения грунта на контакте со стенкой,



принимаемый равным  $0,5\alpha$ ;  $\lambda_{ph}$  - коэффициент горизонтальной составляющей пассивного давления, определяемый по методике В.В.Соколовского (Иванов П.Л., 1985) или по формуле:

$$\lambda_{ph} = \left[ -\frac{\cos(\varphi - \alpha)}{\cos\alpha \left( 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin \varphi}{\cos(\alpha + \delta) \cos\alpha}} \right)} \right]^2. \quad (2.3)$$

Пассивное давление в образце грунта  $\sigma_{ph}$ , возникающие при сдвиге подвижной части прибора, проявится в полной мере лишь при преодолении разгружающего давления  $\sigma_2$ , возникающего от сил сцепления  $\left[ 2c \cdot \operatorname{tg}\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) \right]$ , (Цытович Н.А., 1963), а также, исходя из условий рассматриваемой задачи, горизонтального давления вследствие компрессии  $\frac{\nu}{1-\nu}\sigma_1$  и сил по преодолению трения грунта о боковые стенки прибора  $2\sum E_\alpha\Psi$  (рис.2.4в). Тогда в аналитическом виде можно записать:

$$\sigma_2 = 2c \cdot \operatorname{tg}\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) + \nu\sigma_1/(1-\nu) + 2\sum E_\alpha\Psi, \quad (2.4)$$

где  $\Psi$  - коэффициент трения грунта о стенки прибора;  $E_\alpha$  - равнодействующая активного давления грунта на боковую стенку прибора, определяется для несвязного грунта, как:

$$E_\alpha = \int_0^h \sigma_x dy = (\gamma \cdot h^2/2 + \sigma_1 h) \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right). \quad (2.5)$$

Таким образом суммарное давление  $\sigma_2$  будет изменяться от положительного (в плоскости сдвига, при  $y=0$ ) до отрицательного (у дна поршня, при  $y=h$ ), переходя на некоторой глубине через ноль, что соответствует основным допущениям в расчётной схеме на рис. 2.4. Переход значений  $\sigma_2$  через ноль и определит в первом приближении половину

величины зоны  $S_1/2$  в сдвиговой части прибора, которая может быть вычислена по формуле:

$$S_1/2 = h(\sigma_{ph} - \sigma_2) / \sigma_{ph} . \quad (2.6)$$

Сопоставление высоты зоны напряжённого состояния грунта при прямом сдвиге, вычисленных по формуле (2.6), с экспериментальными результатами измерений смещений отдельных слоёв образца, приведено на рис. 2.3. (расхождения составляют до 22%).

Таким образом результаты сопоставлений показывают, что величина  $S_1/2$  не только соизмерима с данными опыта, но и имеет достаточно хорошее совпадение. Следовательно, допущения, положенные в основу расчёта вполне приемлемы.

На основе анализа проведённых исследований, в качестве первого приближения можно предположить, что центральная часть образца грунта в сдвиговом приборе работает в условиях схожих с плоским сдвигом (пренебрегая краевыми эффектами). Тогда исключая из формулы (2.4) составляющую, учитывающую трение грунта о боковые стенки прибора, можно будет воспользоваться выше изложенной методикой для рассмотрения работы образца в сдвиговом приборе. В результате этого приближённого решения получим, что зона  $S_1$  будет зависеть от напряжённого состояния образца и свойств исследуемого грунта  $S_1 = S_1(\sigma, \nu, \gamma, c, \phi)$ .

Следует подчеркнуть, что эти исследования достаточно убедительно подтвердили выводы многих учёных (см. ранее) о том, что в сдвиговом приборе касательные напряжения развиваются в небольшом слое толщиной  $S_1$  вблизи с заранее фиксированной поверхностью сдвига, а также экспериментальные данные, полученные Ю.К. Зарецким, Б.Д. Чумичёвым (1995), которые установили, "*... что в процессе сдвига образцы природной и нарушенной структуры деформируются по высоте как единое целое лишь до критической деформации. После достижения пиковой прочности зона сдвига постепенно локализуется...*".

По результатам нашего расчёта по формуле (2.6), высота зоны сдвига  $S_1$  для сухого среднезернистого песка составила 18 мм и имеет достаточно хорошее совпадение с решениями С.Р. Месчана (1967, 1978) 15 мм.

Таким образом, рассмотренный метод определения толщины зоны грунта при сдвиге, даёт результаты не только одного порядка с экспе-

риментами, но и достаточно хорошо совпадающие с ними, что позволяет считать допущения, положенные в его основу, вполне обоснованными, а сам метод приемлемым для инженерного способа расчёта.

### 2.3. Напряжённо-деформированное состояние грунта при плоском сдвиге

В предыдущем параграфе была предложена методика определения толщины слоя грунта  $S_1$ , в котором в основном будут развиваться касательные напряжения при плоском сдвиге.

Для проверки выдвинутой теории были проведены специальные сдвиговые исследования с моделью грунта, изготовленной из оптического материала. В качестве такого материала использовался игдантин, приготовленный на желатино-глицериновой основе (Фёдоров И.В., 1962; Хаимова-Малькова Р.И., 1970). Основным достоинством игдантина является высокая оптическая чувствительность, простота приготовления и возможность подбора необходимого модуля упругости. На основе проведённых многочисленных экспериментов была составлена таблица 2.1. расчётных данных по подбору состава игдантина.

Сдвиговые испытания с оптически-активным материалом проводились на специально сконструированном сдвиговом приборе. Прибор представлял собой плоский, толщиной 2 см, параллелепипед размером 17,8×17,2 см. Его боковые стенки были выполнены из зеркального стекла толщиной 0,45 см, торцевые - деревянные. Верхняя половина прибора 17,8×8,6 см закреплялась неподвижно, а нижняя его часть имела возможность получать горизонтальные смещения.

Поляризационно - оптический метод исследования напряжений основан на свойстве игдантина - светопрозрачного изотропного материала приобретать под действием напряжений (деформаций) способность двойного лучепреломления.

## Расчёт данных по подбору состава игдантина

Состав игдантина в %			Весовое соотношение основных компонентов на заданный объём воды			Модуль упругости E	Оптический коэффициент напряж.
жел.	глиц.	вода	1л.	1,5л.	2л.		
10	30	60	0,1/0,5	0,25/0,75	0,34/1,0	0,025	1500
15	30	55	0,27/0,53	0,47/0,78	0,54/1,06	0,055	1000
20	30	50	0,40/0,6	0,60/0,9	0,80/1,2	0,10	800
25	30	45	0,56/0,65	0,72/0,96	1,12/1,28	0,16	600
30	30	40	0,75/0,75	1,03/1,03	1,50/1,50	0,22	450
35	30	35	1,00/0,86	1,50/1,29	2,00/1,72	0,30	350

Для получения плоско-поляризационного света применялись, так называемые, поляризаторы, которые обладают свойством пропускать световые колебания только в одной плоскости. Поляризаторы или поляроиды представляют собой два склеенных стекла с поляроидной плёнкой между ними.

Опыты в соответствии с методическим руководством по исследованию напряжений оптическим методом (ИГД им. А.А. Скочинского (1963)) проводились на плоском полярископе (Колмогоров С.Г., 1983), состоящем из источника света, двух поляроидов и экрана или фотокамеры. Первый поляроид - поляризатор превращающий свет, идущий от источника, в плоско-поляризованный, необходимый для измерения оптического эффекта. Проходя через боковые стенки сдвигового прибора и напряжённую модель выполненную из игдантина, луч света будет разложен на два плоско-поляризационных луча, плоскости колебания которых взаимно перпендикулярны и совпадают с направлениями главных напряжений. Эти два луча (две световые волны), имея различные скорости распространения приобретают при выходе из модели разность хода  $\Gamma$ , которая может быть выражена в виде (закон Вертгейна):

$$\Gamma = C_{оп} \cdot d \cdot (\sigma_1 - \sigma_2), \quad (2.7)$$

где  $C_{оп}$  - относительный оптический коэффициент напряжений, являющийся мерой оптической чувствительности материала, определяется экспе-

риментально;  $d$  - толщина модели;  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  - главные нормальные напряжения для плоской задачи.

Для измерения разности хода  $\Gamma$  необходимо получить интерференцию лучей, что возможно приведением двух световых волн в одну плоскость. С этой целью на пути двух лучей, выходящих из модели, ставится второй поляризатор - анализатор, плоскость поляризации которого скрещена по сравнению с первым поляризатором на  $90^\circ$ . В результате интерференцию, полученную при помощи анализатора, можно наблюдать на экране в виде цветowych полос. Проводя исследования модели в белом свете, каждая из его составляющих будет интерферировать после прохождения через анализатор, взаимно уменьшаясь или увеличиваясь, что вызовет на экране полосы различной цветовой окраски. Полосы одного цвета, (изохром) полученные на экране, соединяют точки с одинаковой разностью главных напряжений. Определение разности главных напряжений осуществляется непосредственно по цветовой картине изохром. Полученные на модели цвета изохром сопоставляются с интерференционными цветами колец Ньютона (Хаимова-Малькова Р.И., 1970). Таким образом данная методика обработки результатов оптических исследований на полярископе позволяет, установить цвет и порядок изохром в данной точке напряжённой модели и сопоставляя эти значения с цветowymi гаммами колец Ньютона, определять соответствующую разность хода  $\Gamma$ . Зная  $C_{оп} \cdot d$  - осреднённый оптический коэффициент чувствительности для данной толщины модели, и используя формулу (2.7), нетрудно вычислить разность главных нормальных напряжений ( $\sigma_1 - \sigma_2$ ), для рассматриваемого порядка изохром. Тогда максимальные значения касательных напряжений  $\tau_{max}$  в сдвигаемой модели могут быть определены по формуле:

$$\tau_{max} = (\sigma_1 - \sigma_2)/2 . \quad (2.8)$$

Результаты эксперимента на игдантине с  $E=0,1$  МПа (см. табл.2.1), как наиболее характерные, представлены на рис. 2.5; 2.6; 2.7 в виде фотографий изохром. На этих рисунках через полярископ сфотографировано поэтапное развитие горизонтальных смещений в модели вплоть до момента её разрушения. Проведённые опыты ещё раз убедительно подтвердили исследования многих учёных, а также наши предположения, обоснованные в § 2.2. о том, что вдоль заданной поверхности сдвига образуется в процессе смещения зона  $S_1$ , в которой развиваются касательные напряжения. Рост зоны напряжённого состояния в зависимости

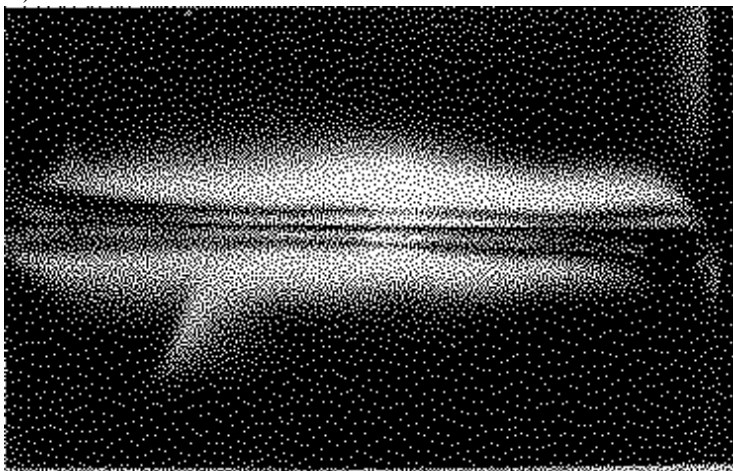
от горизонтального смещения, чётко прослеживается на фотографиях - в виде увеличения количества параллельных изохроматических полос.

Таким образом при сдвиге в работу включается определённый объём грунта, величина которого зависит от горизонтальных смещений образца, гранулометрического состава (модуля деформации) и вида напряжённого состояния.

Если рассечь образец грунта сечением перпендикулярным заданной поверхности сдвига, то схему развития эпюр касательных напряжений в слое  $S_1$ , по мере возрастания деформаций (смещений) сдвига, можно представить на рис.2.8. Анализируя данную схему, нетрудно заметить, что касательные напряжения  $\tau$  по высоте слоя  $S_1$  будут изменяться от нуля на расстоянии  $y = \pm S_1/2$  от оси симметрии, до максимального значения при  $y=0$ . С увеличением сдвиговых смещений происходит не только возрастание зоны  $S_1$  (см. рис. 2.5 - 2.7), но получают абсолютное увеличение и касательные напряжения в данном слое. Это изменение  $\tau$  очевидно вызовет поворот главных площадок в зоне  $S_1$  (рис.2.8в).

Следует отметить, что в общем случае напряжённое состояние образца грунта при сдвиге не определённо, но в момент достижения предельного состояния, как известно, можно

а).



б).

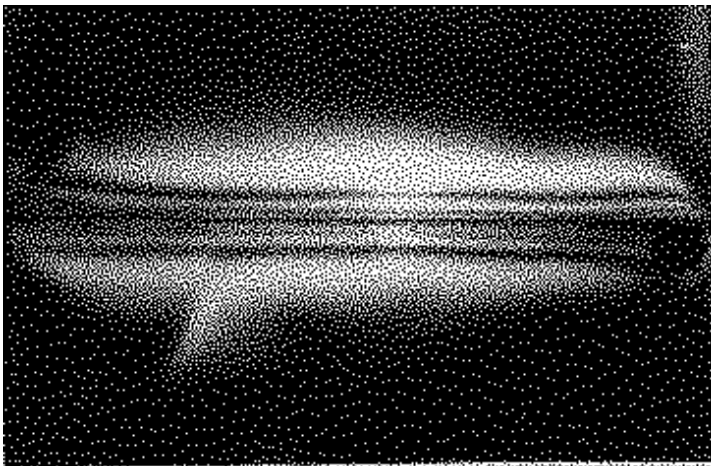
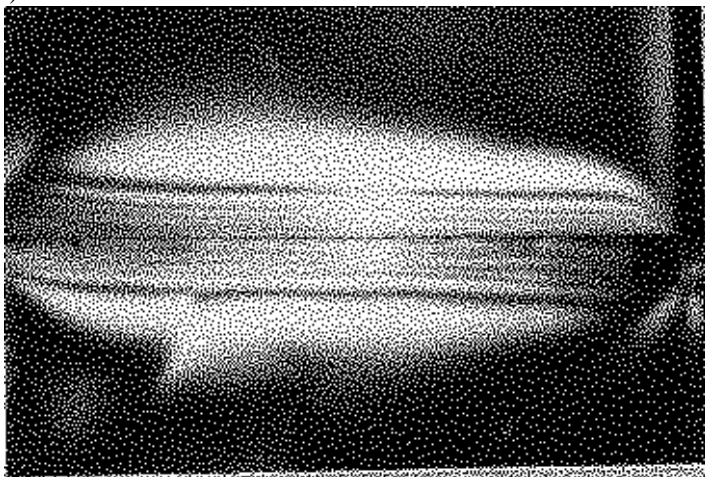


Рис. 2.5. Фотографии изохроматических полос, полученные полярископом при сдвиге образца игдантина с  $E=0,1$  МПа;  $C_{оп} = 800$  МПа<sup>-1</sup>: а). При горизонтальном смещении  $\Delta l = 0,6$  мм; б). Тоже при  $\Delta l = 1,15$  мм

а).



б).

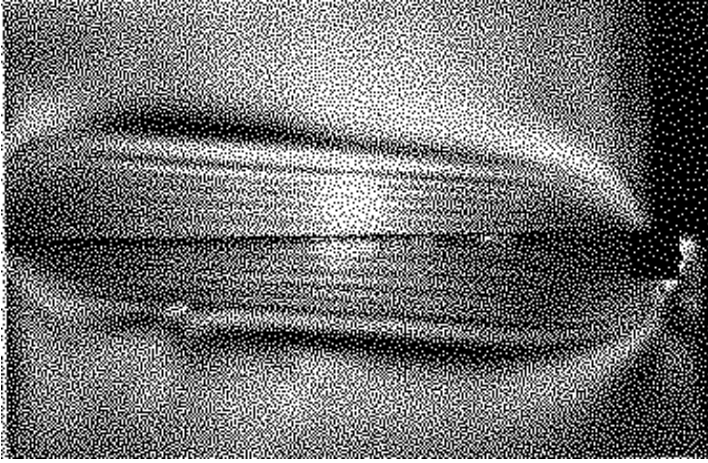
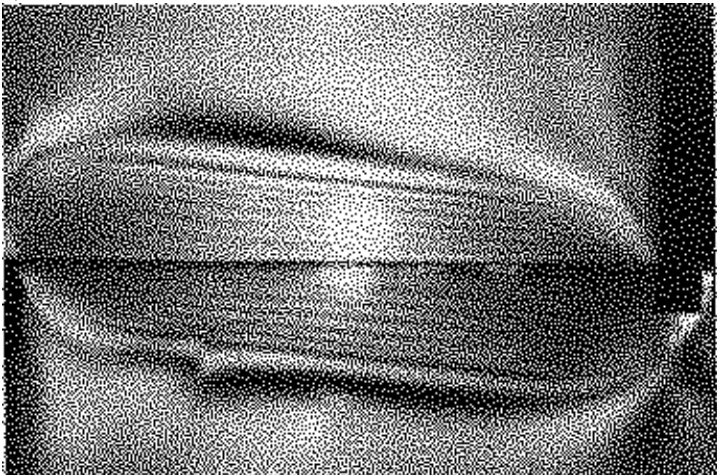


Рис. 2.6. Фотографии изохроматических полос, полученные полярископом при сдвиге образца игдантина с  $E=0,1$  МПа;  $C_{оп} = 800$  Мпа<sup>-1</sup>: а). При горизонтальном смещении  $\Delta l = 2,15$  мм ; б). Тоже при  $\Delta l = 5,27$  мм

а).



б).



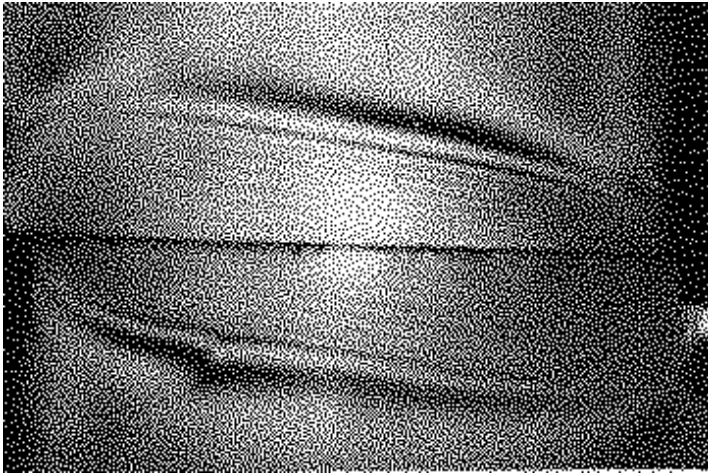


Рис. 2.7. Фотографии изохроматических полос, полученные полярископом при сдвиге образца игдантина с  $E=0,1$  МПа;  $C_{оп} = 800$  Мпа<sup>-1</sup>: а). При горизонтальном смещении  $\Delta l = 7,37$  мм ; б). Тоже при  $\Delta l = 11,2$  мм

определить положение главных площадок (Фёдоров И.В., 1962), используя графическое построение кругов Мора (рис. 2.9). Основываясь на общепринятом положении о том, что плоскость сдвига в приборе является горизонтальной, из т.  $M$  (соответствующей  $\tau = \tau_{пр}$ ) проводим горизонтальный луч и его пересечение с кругом Мора определит полюс  $P$ . Луч  $MP$  будет определять направление площадки сдвига, а лучи  $PB$  и  $PC$  - положение главных площадок.  $\angle POC = 2\Theta$  может быть вычислен как  $90^\circ - \varphi$  (см.рис. 2.9), тогда  $\Theta$  - угол наклона главной площадки в момент предельного состояния, определится как  $45^\circ - \varphi/2$ .

Таким образом, при сдвиге в области (зоне) развития касательных напряжений, главные площадки будут поворачиваться на угол  $\Theta$ , изменяемый от 0 при  $\tau=0$  ( $y = \pm S_1/2$ ) до  $\Theta_k = 45^\circ - \varphi/2$  при  $\tau_{max}(y=0)$  (рис. 2.8в).

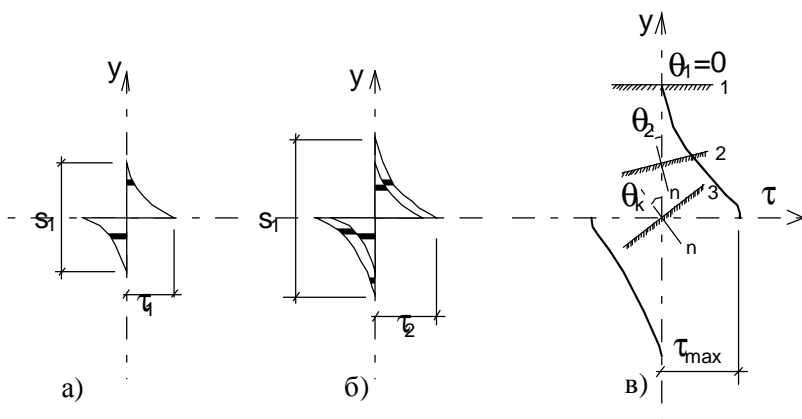


Рис. 2.8. Схема развития эпюр касательных напряжений  $\tau$  в слое  $S_1$  по мере возрастания деформаций сдвига: а) при  $\tau_1$ ; б) при  $\tau_2 > \tau_1$ ; в) при  $\tau_{max}$ ; 1,2,3 - стадии поворота главных площадок на угол  $\Theta$  в слое  $S_1 / 2$

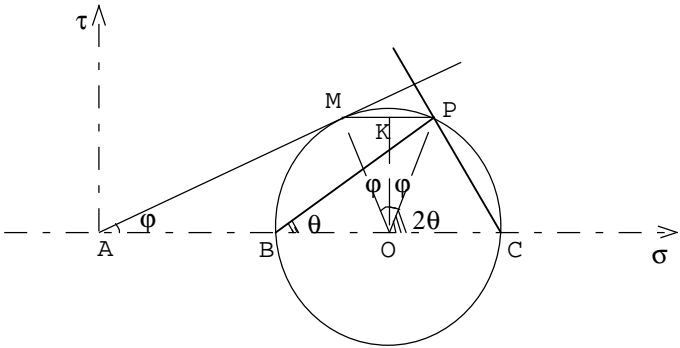


Рис. 2.9. Определение положения главных площадок в момент предельного состояния при сдвиге в несвязном грунте:  $MP$  - направление площадки сдвига;  $BP$ ,  $PC$  - положение главных площадок

Кроме изменения ориентации главных площадок, в подобных испытаниях претерпевает изменения и параметр вида напряжённого состояния  $\mu_\sigma$ . Известно (Качанов Л.М., 1956), что при компрессии в образце грунта  $\mu_\sigma = -1$ , а в дальнейшем при сдвиге происходит изменение  $\mu_\sigma$ . Подобные исследования, проведённые в этом направлении (Крыжановский А.Л., 1982; и др.) показывают зависимость изменения угла внутреннего трения от параметра Нодаи-Лоде  $\varphi = \varphi(\mu_\sigma)$ , причём наибольшие изменения  $\varphi$  претерпевает в диапазоне изменения  $\mu_\sigma$  от -1 до 0.

Подобное сложное напряжённое состояние возникает и в местах с развитыми областями пластических деформаций, непосредственно в основании под нагруженным фундаментом. Так, исследованиями В.С.Копейкина (1991), установлено, что полосы локализованного сдвига грунта появляются под краями штампа одновременно с возникновением зон предельного состояния грунта, а затем с увеличением давления, полосы сдвига распространяются в более глубокие зоны, очерчивая область ядра под штампом. Так исследования В.В. Ревенко (1977) показывают, что параметр вида напряжённого состояния  $\mu_\sigma$  для краевой точки под нагруженным штампом с ростом нагрузки вначале алгебраически увеличивается и достигает величины -0,17, а затем несколько уменьша-

ется. По мере продвижения от краевой точки вниз и в стороны величина  $\mu_{\sigma}$  также уменьшается, в зоне ядра  $\mu_{\sigma} = -1$ .

Криворотов А.П.(1991), выполнив расчёты на основе экспериментальных данных, получил значения параметра Лоде в контактной зоне переуплотнённого ядра, для суглинка, изменяющиеся в пределах от -0,8 до 1. Следовательно, в нагруженном основании  $\mu_{\sigma}$  можно считать, что будет изменяться в пределах от -1 до 0.

Таким образом сдвиговые испытания, за счёт деформации формы и объёма образца грунта, т.е. проявления дилатансионных свойств, позволяют комплексно проследить за изменением траектории нагружения отдельных площадок в сдвигаемой зоне, а также изменением вида напряжённого состояния в процессе опыта.

#### 2.4. Определение коэффициента нелинейности упругопластического деформированного основания

Известно, что основания при передачи на них нагрузки от фундаментов претерпевают изменения. Эти изменения связаны прежде всего с процессами уплотнения и разуплотнения. В результате такие характеристики свойств грунтов, как модуль объёмной деформации  $K$ , модуль сдвига  $G$ , коэффициент Пуассона  $\nu$  - становятся переменными (Ломизе П.М., 1966; Крыжановский А.Л., 1982; Мурзенко Ю.Н., 1969, 1977; Бронин В.Н., Татаринов С.В., 1993).

При приближении напряжений под подошвой фундамента к значениям, соответствующим предельному состоянию, модуль общей деформации основания  $E_0$  во много раз снижается, стремясь к нулю, а фундамент получает большие, но конечные перемещения (Далматов Б.И., Чикишев В.М., 1984; Мурзенко Ю.Н., 1969). Анализ изолиний  $K$  и  $G$  (Федоровский В.Г., Когановская С.Е., 1975; Соломин В.И., Шматков С.Б., 1986), полученных в результате экспериментальных измерений напряжённого состояния основания, показывает, что последнее становится весьма неоднородным. Непосредственно под подошвой фундамента возникает переуплотнённое ядро (Малышев М.В., 1980, 1994; Мурзенко Ю.Н., 1967, 1969; Скормин Г.А., 1970; Широков В.Н., 1970; Криворотов А.П., 1975, 1991 и др.), которое приводит к увеличению  $K$ , а под краями фундамента появляются и получают развитие зоны пластических деформаций, способствующие резкому уменьшению модуля сдвига.

Таким образом под фундаментом одновременно находятся области пониженной и повышенной сопротивляемости деформированию, причём соотношение этих областей постоянно меняется с ростом нагрузки.

В работах проф. Ю.Н. Мурзенко (1977) приводятся решения, позволяющие учитывать изменения модуля деформации по глубине основания. Закон деформирования упругопластического основания в его работах имеет выражение  $1/\bar{E}$ . Значение  $\bar{E}$  может устанавливаться либо путём специальной обработки результатов испытаний основания опытными штампами, или по следующей зависимости:

$$\bar{E} = 1 - (P - P_{\text{зар}}) / (P_{\text{пр}} - P_{\text{зар}}); \quad (2.9)$$

где  $P_{\text{зар}}$  - напряжения, соответствующие зарождению зон пластических деформаций под подошвой фундамента;  $P_{\text{пр}}$  - напряжения, соответствующие предельной нагрузке на основание.

Формула (2.9) применима в интервале напряжений под подошвой фундамента  $P_{\text{зар}} \leq P \leq P_{\text{пр}}$ , однако как нам представляется, данное выражение не несёт в себе какого-нибудь физического смысла, а скорее имеет эмпирический вид и строгое ограничение в своём применении.

Для определения напряжённо-деформированного состояния основания в различных точках под фундаментом, многими исследователями начиная с А.И.Боткина (1939), были предложены различные формы взаимного влияния  $\sigma$  и  $\tau$  (Вялов С.С., 1966, 1978; Соколовский В.В., 1950; Попов Б.П., 1950; Вялов С.С., Зарецкий Ю.К., 1967; Дидух Б.И., Иоселевич В.А., 1966; Хакимов Х.Р., 1967; Чижиков П.Г., Беда В.И., 1972; Мальшев М.В., Зарецкий Ю.К. и др., 1974; Зарецкий Ю.К., Ломбардо В.Н., Грошев М.Е., 1979; Тер-Мартirosян З.Г., 1979; Drucker D.C., Prager W., 1952; и др.). В большинстве случаев на основе деформационной теории пластичности рассматривались взаимосвязь между компонентами напряжений и деформаций в виде модуля пластичности  $\chi$  (Вялов С.С., 1978), значения которого входят в уравнения Генки (Качанов Л.М., 1956). Однако, грунт в основании соответствует фактически неассоциированному закону деформирования, а устанавливаемая по экспериментальным данным в стадии нелинейного деформирования функциональная связь между компонентами напряжений и деформаций, носит скорее всего феноменологический характер, т.к. даже для одного и того же грунта в зависимости от гранулометрического состава, плотности, влажности она будет иметь различный вид. Следует также отме-

титель, что уравнения Генки предполагают использовать  $\chi$  модуль (функцию) пластичности, учитывающий взаимосвязь компонентов напряжений и деформаций, для определения напряжённо-деформированного состояния грунта в точке при простом нагружении. В основании же при наличии развитых зон пластических деформаций, осуществляется сложное нагружение (Малышев М.В., 1980, 1994; Ревенко В.В., 1977 и др.), поэтому использовать уравнения теории пластичности в данном случае можно только при достаточно большом допущении. Выводы подобные нашим можно встретить в работе В.П.Дыба (1977). Аналогичная же мысль приведена и у М.И. Горбунова-Посадова (1962): "... Как только в грунте образуются зоны пластических деформаций, внутри их теория упругости становится неприемлемой. В оставшихся упругих областях должно произойти изменение напряжённого состояния, а это в свою очередь приводит к изменению границы между упругой и пластической зоной".

Таким образом, как нам представляется, в инженерных расчётах для оснований, работающих за пределами теории упругости, следует использовать не модуль (функцию) пластичности, определяющий поведение грунта в точке на основе решений деформационной теории пластичности, а некоторую другую функцию, характеризующую свойства определённого объёма (слоя) грунта (аналогичного мнения придерживаются и ряд других исследователей (Дашко Р.Э., 1985; Метс М.А., 1985; Копейкин В.С., 1991; Проскуряков С.М., 1991 и др.)).

Известно, что при нагружении основания в пределах изменения давления  $P_i$  под подошвой фундамента  $0 \leq P_i \leq P_{н.кр.}$ , где

$$P_{н.кр.} = \frac{\pi(\gamma d + c \times ctg\varphi)}{ctg\varphi + \varphi - \pi/2} + \gamma d, \quad (2.10)$$

называемого начальной критической нагрузкой (по Н.П. Пузыревскому), здесь  $\gamma$  - удельный вес грунта;  $d$  - глубина заложения фундамента;  $c$  - сцепление грунта;  $\varphi$  - угол внутреннего трения грунта, основание работает в линейно-деформированном напряжённом состоянии, т.е. зависимость  $S=S(P)$  (см. рис. 2.11) носит линейный характер, обусловленный законами теории упругости.

В момент достижения  $P_i = P_{н.кр.}$  в основании под угловыми точками фундамента зарождаются зоны пластических деформаций (предельных касательных  $\tau$  напряжений), в которых строго соблюдается условие предельного равновесия по теории Кулона-Мора (рис. 2.10а).

При дальнейшем повышении давления  $P_i > P_{н.кр.}$  в основании продолжают развиваться зоны пластических деформаций и потому законы теории упругости становятся неприемлемыми. Нелинейное (упругопластическое) деформирование основания продолжается с ростом нагрузки практически до  $P_i = P_{пр.}$ , т.е. до величины предельного давления на грунт. В этот момент глубина зон (областей) пластических деформаций достигает своего предельного значения (рис. 2.10б), что на графике  $S=S(P)$  (рис. 2.11) будет соответствовать резкому возрастанию осадок, сопровождающихся образованием поверхностей скольжения в основании и возможным выпором грунта из-под подошвы фундамента.

Таким образом, теория упругости описывает напряжённо-деформированное состояние основания в пределах  $P_i \leq P_{н.кр.}$ , а теория предельного равновесия определяет значение  $P_{пр.}$ , не рассматривая деформации (К. Терцаги, Л. Прандль, Г.Е. Паукер, В.В. Соколовский и др.). Обе эти теории широко используются в практике проектирования и достаточно освещены в научно-технической и справочной литературе.

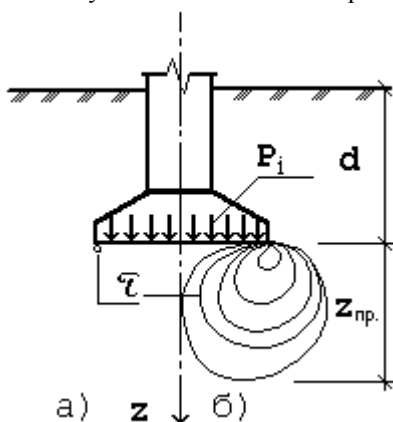


Рис. 2.10. Схема глубины развития ( $z$ ) зон пластических деформаций  $\tau$  под подошвой фундамента: а) при  $P_i = P_{н.кр.}$ ; б) при  $P_i = P_{пр.}$ .

При изменении давления в интервале  $P_{н.кр.} < P_i < P_{пр.}$  основание работает в нелинейной стадии деформирования, при этом каждому при-

рашению внешней нагрузки будет соответствовать новое состояние среды.

Изменение глубины  $Z$  развития зон (областей) пластических деформаций  $\tau$ , по мере нагружения основания, может быть представлено графической зависимостью  $Z=Z(P)$  (рис.2.11), которая строится исходя из следующих принятых положений.

1. Следуя теории развития зон пластических деформаций при  $P_j > P_{н.кр.}$ , нетрудно представить, что при достижении для фундамента заданных размеров предельного давления на основание  $P_{пр.}$ , глубина зон пластических деформаций, с учётом изменения их ориентации, также достигнет предельного значения  $Z_{пр.}$ . Это состояние, соответствующие предельной несущей способности основания, на графике  $Z=Z(P)$  будет определяться точкой  $M$  (рис. 2.11).

2. Переход основания в предельное состояние на рис. 2.11 может быть представлен траекторией развития зон пластических деформаций, которая в общем случае для отдельных сечений носит сложный, случайный характер. Однако, рассматривая слой грунта под подошвой фундамента как совокупность отдельных сечений, траектории глубины развития зон пластических деформаций этого слоя для заданных размеров фундамента, при стремлении к точке  $M$ , можно придать наиболее вероятный вид. Так при изменении давления от 0 до  $P_{н.кр.}$  в основании зон (областей) пластических деформаций практически нет и потому названная траектория может быть определена отрезком  $01$  (рис. 2.11). Переход от точки 1, соответствующий работе грунта как модели линейно-деформируемой среды, к т.  $M$ , соответствующей работе грунта по теории предельного равновесия, с наибольшей степенью вероятности может быть представлен кратчайшим отрезком  $1M$ .

Предполагаемая траектория глубины развития зон пластических деформаций, при прочих равных условиях, очевидно зависит от величины прикладываемого давления и поэтому будет определяться прямыми  $1M, 2M, 3M...$  Соединяя последовательно средние значения данных траекторий в интервалах давления  $\Delta P_j$ , получим расчётную траекторию глубины развития зон пластических деформаций (а) в основании под фундаментом заданного размера (рис. 2.11).

Полученная траектория (а) позволяет проследить за изменением и развитием глубины зон пластических деформаций от момента их зарождения (точка 1) до предельного состояния (точка  $M$ , с координатами  $P_{пр.}, Z_{пр.}$ ).



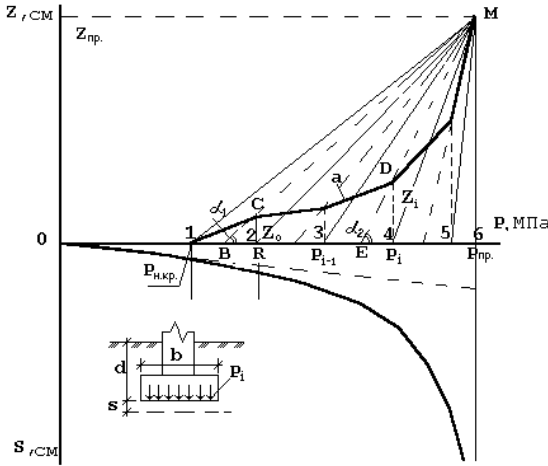


Рис. 2.11. Зависимости  $Z=Z(P)$  и  $S=S(P)$  для фундаментов заданных размеров;  $1M, 2M, 3M\dots$  - прямые, определяющие наиболее вероятную траекторию глубины развития зон пластических деформаций в основании; а - расчётная траектория глубины развития зон пластических деформаций в основании

Тогда из треугольника  $BCR$  (рис. 2.11) можно записать:

$$\operatorname{tg} \alpha_1 = \frac{Z_o}{R - P_{н.к.р.} - (R - P_{н.к.р.}) / 2} = \frac{Z_o}{(R - P_{н.к.р.}) / 2}. \quad (2.11)$$

Из треугольника  $BMP_{пр.}$  получим:

$$\operatorname{tg} \alpha_1 = \frac{Z_{пр.}}{P_{пр.} - P_{н.к.р.} - (R - P_{н.к.р.}) / 2} = \frac{Z_{пр.}}{P_{пр.} - (R + P_{н.к.р.}) / 2}. \quad (2.12)$$

В выражениях (2.11) и (2.12) приравниваем правые части и находим ординату  $Z_o$ , соответствующей глубине развития зон пластических деформаций при давлении равном  $R$  (расчётное сопротивление грунта):

$$Z_o = \frac{Z_{пр.} (R - P_{н.к.р.}) / 2}{P_{пр.} - (R + P_{н.к.р.}) / 2}. \quad (2.13)$$

По мере нагружения основания, или иначе увеличения  $P_i$ , ординаты  $Z_i$ , расчётной траектории (а) также будут возрастать, что выразится в проявлении нелинейной связи между осадками и давлением под подошвой фундамента  $S=S(P)$ .

Из треугольника  $EDP_i$  легко определить:

$$\operatorname{tg} \alpha_2 = \frac{Z_i}{(P_i - P_{i-1}) / 2} . \quad (2.14)$$

Из треугольника  $EMP_{\text{пр}}$ , получим:

$$\operatorname{tg} \alpha_2 = \frac{Z_{\text{пр.}}}{P_{\text{пр.}} - P_i + (P_i - P_{i-1}) / 2} . \quad (2.15)$$

В выражениях (2.14) и (2.15) приравняем правые части и найдем ординату  $Z_i$ , соответствующую глубине развития зон пластических деформаций при давлении  $P_i$ :

$$Z_i = \frac{Z_{\text{пр.}}(P_i - P_{i-1}) / 2}{P_{\text{пр.}} - P_i + (P_i - P_{i-1}) / 2} . \quad (2.16)$$

Возрастание  $Z_i$ , по мере нагружения основания, относительно  $Z_o$  может быть выражено через коэффициент нелинейности упругопластического деформированного основания  $K_i$ :

$$\begin{aligned} K_i = \frac{Z_i}{Z_o} &= \frac{(P_i - P_{i-1}) [P_{\text{пр.}} - (R + P_{\text{н.кр.}}) / 2]}{[P_{\text{пр.}} - P_i + (P_i - P_{i-1}) / 2] (R - P_{\text{н.кр.}})} = \\ &= \frac{\Delta P_i [P_{\text{пр.}} - (R + P_{\text{н.кр.}}) / 2]}{[P_{\text{пр.}} - P_i + \Delta P_i / 2] (R - P_{\text{н.кр.}})} , \end{aligned} \quad (2.17)$$

где  $R$  - расчётное сопротивление грунта, определяемое по СНиП 2.02.01-83;  $P_i$  - давление на основание превышающее  $R$ ;  $P_{\text{н.кр.}}$  - начальная критическая нагрузка, вычисляемая по формуле (2.10);  $\Delta P_i$  - интервал давления, зависящий от плотности сложения основания, принимаемый равным:

- для слабых (рыхлых) грунтов  $P_i - P_{\text{н.кр.}}$ ;
- для грунтов средней плотности  $0,2P_i \{ \geq R - P_{\text{н.кр.}} \}$ ;
- для плотных грунтов  $0,1P_i \{ \text{но не менее, } R - P_{\text{н.кр.}} \}$ .

$P_{пр.} = N_u // b'1'$  - предельное давление на основание,  $N_u$  - вертикальная составляющая силы предельного сопротивления основания, определяемая по рекомендациям Строительных норм и правил, для многослойного основания - по методике М.В. Малышева, Н.С. Никитиной (1986);  $b', 1'$  - соответственно приведённые ширина и длина фундамента (по СНиП 2.02.01-83).

Следовательно, предлагаемая методика предполагает, что при передаче давления на основание меньше расчётного сопротивления грунта, основание работает как линейно деформируемая среда; в интервале  $R < P_i < P_{пр.}$  - нелинейная работа основания учитывается через коэффициент  $K_i$ , при  $P_i = P_{пр.}$ , - рассматривается теория предельного равновесия.

Таким образом, коэффициент нелинейности  $K_i$ , будет характеризовать деформативные свойства упругопластического слоя грунта непосредственно под подошвой фундамента и тогда представляется возможным проследить за изменением осадки фундамента при работе основания, вплоть до его предельного состояния.

Необходимо подчеркнуть, что в исследованиях М.В.Малышева, Ю.К.Зарецкого и др. (1973) в формуле определения осадки полосового штампа от нагрузки  $q$ , в соответствии с условием А.И.Боткина, характеристика деформации основания рассматривается как величина пропорциональная выражению:  $N_1\gamma b + N_2\gamma h + N_3c - q$ , где  $N_1, N_2, N_3$  - коэффициенты, зависящие от угла внутреннего трения грунта;  $C$  - сцепление грунта. Подобные положения анализируются и в работе Н.А. Цытовича и З.Г. Тер-Мартirosяна (1981). В этих исследованиях предполагается, что деформативные свойства основания, если судить с позиции теории упругости, возрастают с увеличением ширины штампа и его заглубления, и уменьшаются с ростом приложенной нагрузки. В предлагаемом же методе - определение  $K_i$  осуществляется не только через предельное давление на основание, но в отличие от выводов, выше приведённых авторов, коэффициент нелинейности упругопластического деформированного основания вычисляется на основе хорошо известных величин ( $P_{н.кр.}; R; P_{пр.}$ ), позволяющих учитывать индивидуальные особенности системы "фундамент-основание" в виде закономерностей деформации объёма и формы.

Рассмотренная методика определения  $K_j$  позволяет сделать следующие выводы:

1. Коэффициент нелинейности упругопластического основания  $K_j = K_j(P_i, P_{н.кр.}, R, P_{пр.})$  является обобщённой деформационной характеристикой слоя грунта непосредственно под подошвой фундамента при работе основания в упругопластической стадии. Такой метод интерпретации проявления пластических свойств оснований позволяет комплексно учитывать нелинейность деформативных свойств слоя грунта под фундаментом, используя в расчётах точные решения.

2. Полученное значение  $K_j$  является характеристикой комбинации законов локализованного сдвига грунта и объёмного деформирования основания, соотношения которых с увеличением нагрузки на фундамент находятся в постоянном изменении.

3. Методика определения коэффициента нелинейности достаточно проста, доступна для инженерного метода расчёта, а, следовательно, может быть применена практически любой проектной организацией.

### ГЛАВА 3. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТОВ ЗДАНИЙ ПО ОДИНАКОВОЙ ЗАДАННОЙ ОСАДКЕ

При передачи нагрузки от фундамента на основание, закономерность изменения осадки  $S_i$  от прикладываемого давления  $P_i$  носит, как известно, в общем случае криволинейный характер. Существующие нормативные документы в строительстве (СНиП 2.02.01-83) допускают рассматривать грунт как линейно деформируемую среду, до величины давления равного расчётному сопротивлению грунта  $R$  или  $P_i = R$ . Такое решение предусматривает развитие зон пластических деформаций под углами жёсткого фундамента до глубины равной  $0,25b$  (где  $b$  - ширина подошвы фундамента). При этом, как известно (Горбунов-Посадов М.И., Маликова Т.А., 1973; Иванов П.Л., 1985; Панов С.И., 1985; и др.), в основании происходит перераспределение напряжений на те участки, в которых предельное состояние ещё не было достигнуто. В зонах же пластических деформаций грунт, по всей видимости, восстанавливает в некоторой степени способность воспринимать нагрузки, изменяя одновременно деформативные свойства. Этот процесс продолжает развиваться и при давлениях  $P_i > R$ . Если рассчитывать фундаменты на естественном основании для промышленных и гражданских зданий исходя из ограничений давлений под подошвой величиной  $R$ , то в достаточно хороших (мало сжимаемых) грунтах, абсолютные осадки таких фундаментов, а, следовательно, и деформации самих сооружений будут как правило в 2...4 раза меньше предельных значений. Это отмечено и другими исследователями (Перов В.П., Скрынник О.Н., 1985).

Следует также подчеркнуть, что условие  $P_i \leq R$ , для расчётных сечений одного и того же сооружения, но с различной степенью загрузки, приводит к получению фундаментов с различной шириной подошвы (рис. 3.1). Однако выравнивание давления непосредственно под подошвой фундаментов, не исключает существенного различия напряжённого состояния грунтов в основании (Далматов Б.И., 1981).

Из рис. 3.1. видно, что для фундамента №1 с меньшей шириной подошвы  $b_1$  по сравнению с  $b_2$  (фундамент №2), область

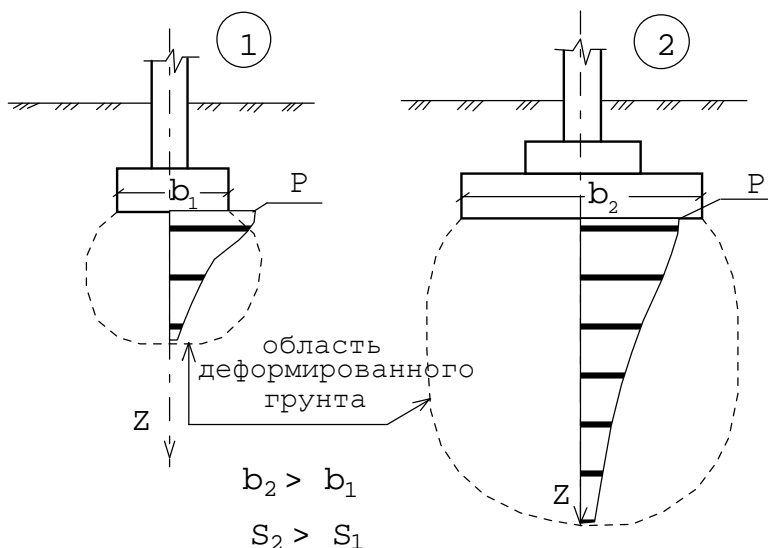


Рис. 3.1. Схема изменения напряжённого состояния грунтов по глубине  $Z$  основания, для фундаментов с различной шириной подошвы  $b$ , но одинаковой величиной давления  $P$

деформированного грунта (сжимаемого основания) будет меньше. Следовательно, и абсолютная осадка данного фундамента будет меньше по сравнению с фундаментом №2, т.е.  $S_1 < S_2$ .

Неравномерность абсолютных осадок для здания, вызывает, как правило, относительную разность осадок превышающую предельное значение, а это приводит к появлению трещин в несущих конструкциях сооружения.

Следовательно, метод проектирования фундаментов исходя из условия ограничения и выравнивания величины давления под подошвой, который находит отражение в современных нормах, уже в своей изначальной методике создаёт условия возникновения неравномерной осадки, являющейся одной из причин, приводящих к разрушению надземных конструкций.

Характерным примером в этом отношении является 4-х этажное кирпичное здание род. дома по ул. Коммунальной в г. Пскове. Запроектированное в соответствии с требованиями СНиП, это здание уже через

5 лет эксплуатации получило значительные трещины в наружных самонесущих стенах. Обследование, анализ грунтовых условий, а также расчёт оснований и фундаментов, выполненный автором, позволил установить причину данных деформаций - это неравномерность осадки фундаментов колонн каркаса и самонесущих стен. Имея соответственно абсолютные величины осадок в 3,3 см и 1,0 см (значительно меньше предельных), относительная же разность осадок для этих конструкций составила  $\Delta S=0,013$ , что превысило предельное значение (0,002) и привело к появлению трещин в здании.

Устранить отмеченные недостатки для фундаментов на естественном основании, как представляется, возможно. Для этого проектировать фундаменты целесообразно и экономически более оправдано, через ограничение величины абсолютной осадки  $S_i$  или относительной разности осадок  $\Delta S_i$  (расчёт по деформациям), осуществляя одновременно проверку по прочности, устойчивости, несущей способности основания. Такой метод расчёта фундаментов по двум предельным состояниям возможен в том случае, когда известна зависимость осадки  $S_i$  фундамента от прикладываемого давления  $P_i$  к основанию, вплоть до  $P_{пр.}$ , или работа основания как в линейно-деформируемой, так и упругопластической стадии.

### 3.1. Определение осадки основания на упругопластическом основании

Известно, что на первоначальных стадиях нагружения основания, при  $P_i \leq P_{н.кр.}$ , последнее работает в стадии линейной деформации, подчиняясь решениям теории упругости. В этом случае для упругого полупространства, согласно решению Я. Буссинеска, осадка  $W(x,y)$  прямоугольного жёсткого фундамента определится из выражения:

$$W(x, y) = \frac{1 - \nu^2}{\pi \cdot E_0} \int_{-a}^a \int_{-b}^b \frac{P(\bar{x}, \bar{y}) d\bar{x} d\bar{y}}{\sqrt{(\bar{x} - x)^2 + (\bar{y} - y)^2}}, \quad (3.1)$$

где  $P(\bar{x}, \bar{y})$  - величина давления фундамента на основание;  $\bar{x}, \bar{y}$  - координаты элемента реактивных давлений;  $x, y$  - координаты смещающейся точки поверхности основания;  $a$  и  $b$  - соответственно полудлина и полуширина подошвы фундамента.

Вычисление интегрального выражения (3.1) приводит к формуле Шлейхера :

$$W = \frac{\omega \cdot P \cdot \sqrt{F(1 - v^2)}}{E_0}, \quad (3.2)$$

где  $\omega$  - параметр, зависящий от формы загруженной площади;  $F$  - площадь фундамента.

Впоследствии, решение (3.2), при рассмотрении конкретных инженерных задач и геологических условий, было развито в различных методах расчёта осадок (К.Е. Егоров, 1958, 1968; Н.А. Цытович, 1963; Б.И. Далматов, 1981, 1986 и др.).

Учёт упругопластической (нелинейной) работы основания при  $P_i > P_{н.кр.}$ , в расчётах осадок фундаментов исследовался также многими учёными и достаточно подробно рассмотрен в главе 1.

Предлагаемая методика построения расчётной траектории глубины развития зон пластических деформаций под подошвой жёсткого фундамента (см. § 2.4), позволяет определить коэффициент нелинейности упругопластического основания  $K_i$  от  $i$  ступени прикладываемого давления и в результате представляется возможным рассчитать осадку фундамента заданного размера, аппроксимируя нелинейную зависимость  $S_i = S_i(P_i)$  в виде ломаной кривой. Точность данного решения будет зависеть от коэффициента  $K_i$ , являющегося обобщённой характеристикой, отражающей соотношение законов сдвигового и объёмного деформирования основания. Такой инженерный метод решения задачи не противоречит мнению проф. М.Н.Гольдштейна (1970), считающего, что строгое решение задачи об осадке фундаментов в нелинейной постановке связано с большими теоретическими трудностями и поэтому мало перспективно для массового проектирования в промышленном и гражданском строительстве. Подобные взгляды можно встретить в работах проф. С.С. Вялова (1978), Ю.Н. Мурзенко (1981), Б.И.Далматова (1992) и др.

На основе выше изложенного, представляется возможным осадку упругопластического основания  $S_{уп.i}$  для фундамента заданного размера, при давлениях  $P_i$  превышающих  $R$ , определить по формуле:

$$S_{уп.i} = S_{y(R)} \times K_i, \quad (3.3)$$



где  $S_{y(R)}$  - осадка основания, соответствующая давлению  $R$  (условная граница применимости теории линейно-деформируемой среды), определяемая по рекомендациям Строительных норм и правил.

Таким образом, если давление передаваемое фундаментом на основание не превышает расчётного сопротивления грунта  $P_i \leq R$ , то используется теория линейно-деформируемой (упругой) среды и осадки фундаментов определяются согласно рекомендациям СНиП. При  $R < P_i < P_{пр}$ . учитывается упругопластическая работа основания посредством коэффициента нелинейности  $K_i > 1$  и осадки фундаментов определяются по формуле (3.3).

Следовательно, предлагаемый метод расчёта позволяет определить осадку для фундаментов заданных размеров при любой степени нагружения и практически на всём интервале давлений, вплоть до  $P_{пр}$ , т.е. аналитически описать нелинейную зависимость  $S_i = S_i(P_i)$ .

Очевидно, что такой подход наиболее точно может быть реализован с помощью ЭВМ, что и рассматривается в главе 4.

Следует отметить, что инженерные решения описывающие закономерности  $S_i = S_i(P_i)$  подробно рассматривались в первой главе (§ 1.3.). В этом отношении интересны исследования Р.Э.Дашко (1985), А.К. Мурашёва (1985), последний предполагает в рамках деформационной теории пластичности (§ 1.1.) для круглого жёсткого штампа, нелинейную зависимость между давлениями и деформациями аппроксимировать диаграммой, состоящей из трёх линейных участков, отражающих, по его мнению, три стадии работы грунта. На первом участке модуль  $E_1$  определяет упругую работу грунта ненарушенной структуры. На втором участке  $E_2 = E_1 / 10$  - отражает пластические свойства грунта, и на третьем участке  $E_3 = E_2 / 100$  - работу грунта в условиях предельного равновесия. Как нам представляется, значения модулей  $E_1, E_2, E_3$  определяются несколько произвольно и не соответствуют истинной работе основания, обладающего для каждой конкретной задачи различными деформационно-прочностными свойствами.

Для проверки разработанного метода расчёта осадки по схеме упругопластического основания, использующего переменные значения коэффициента нелинейности  $K_i$ , были проведены штамповые лотковые эксперименты.

Основание из сухого среднезернистого песка:  $\phi=35^\circ$ ,  $C=2,3$  КПа, уплотнялось до  $\gamma = 17$  кН/м<sup>3</sup> в лотке размером 80×80×160 см. Нагрузка на жёсткие металлические штампы передавалась ступенями по 0,01 МПа, через рычажные устройства и динамометры. Осадка штампов измерялась индикаторами часового типа с ценой деления 0,01 мм. Использовались штампы диаметром 8,94 см, 10 см, 15 см с глубиной заложения  $h=1$  см. Результаты испытаний обрабатывались в виде графических зависимостей  $S_i = S_i(P_i)$  (рис.3.2, 3.3).

Расхождения между экспериментальными данными и вычислениями по предлагаемой методике (формула 3.3.) в интервале напряжений до  $0,8P_{пр.}$  составляют примерно до 20%, что можно считать допустимым в инженерном методе расчёта.

Наряду с лабораторными исследованиями, совместно с Псковским отделением С.-Петербургского треста инженерно-строительных изысканий, проводились штамповые испытания (ГОСТ 20276-85) на площадках, характеризующихся грунтовыми условиями в соответствии с таблицей 3.1.

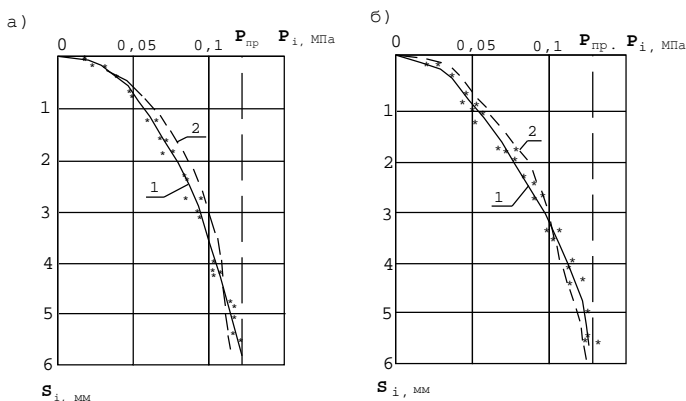


Рис. 3.2. Зависимость осадки  $S_i$  от прикладываемого давления  $P_i$  на песчаном основании: а) - для жёсткого штампа диаметром 8,94 см; б) - для жёсткого штампа диаметром 10 см; 1 - экспериментальные данные; 2 - результаты расчёта по формуле 3.3

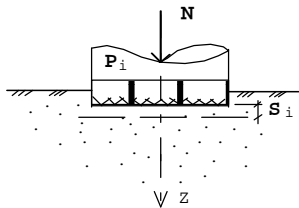
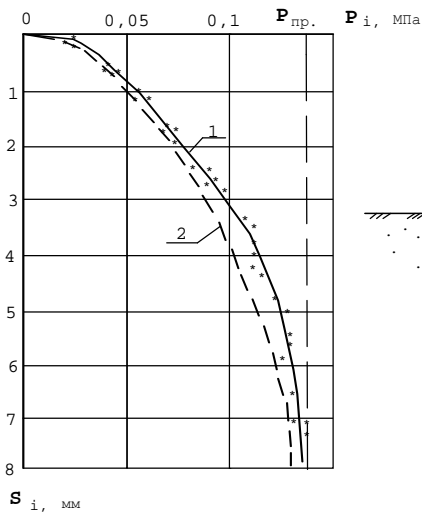


Рис. 3.3. Зависимость осадки  $S_i$  от прикладываемого давления  $P_i$  на песчаном основании для жёсткого штампа диаметром 15 см: 1 - экспериментальные данные; 2 - результаты расчёта по формуле 3.3

Таблица 3.1

### Характеристики грунтовых условий экспериментальных площадок

№ п/п	Наименование грунта	Удельн. вес $\gamma$ $\text{Кн/м}^3$	Угол внутр. трен. $\varphi^\circ$	Сцепление $C$ , кПа	Пок. текучести $I_L$	Коэф. пористости $e$	Площ. штампа $A$ , $\text{см}^2$	Глуб. испытания $d$ , м	УГВ м	$P_{пр}$ КПа
1	Пылев. песок г. Псков	19,0	30	4	-	0,6	600	1,6	1,8	768
2	Супесь г. Псков	20,5	24	13	0,3	0,6	600	2,4	-	794
3	Супесь г. В.Луки	22,3	23	13	0,2	0,7	600	3,0	-	906
4	Супесь г. В.Луки	22,0	24	13	0,3	0,6	600	3,0	-	956
5	Суглинок г. Пыталово	20,8	21	21	0,0	0,7	600	2,6	-	738

6	Супесь г. Пыталово	21,7	26	14	0,0	0,3	600	2,7	-	998
7	Супесь г. Пыталово	22,6	26	14	0,0	0,3	600	2,6	-	996

Результаты полевых штамповых испытаний также сопоставлялись с значениями осадок, рассчитанных по формуле (3.3.) (рис. 3.4.). На этом рисунке, расхождения в вычисленных (кривая 2) и замеренных при испытаниях (кривая 1) величинах осадок, в пределах изменения давлений от  $P_{нк р}$  до  $(0,7 - 0,8)P_{пр.}$ , для пылеватого песка составили от 6 до 15%, для супеси и суглинка - до 10%.

Такие результаты вполне допустимы для инженерного расчёта и потому позволяют полагать рассмотренный метод достаточно обоснованным к практическому применению.

Проведённые лотковые и полевые штамповые испытания вызвали интерес к выполнению подобных испытаний, но в натуральных условиях с фундаментами - штампами больших размеров.

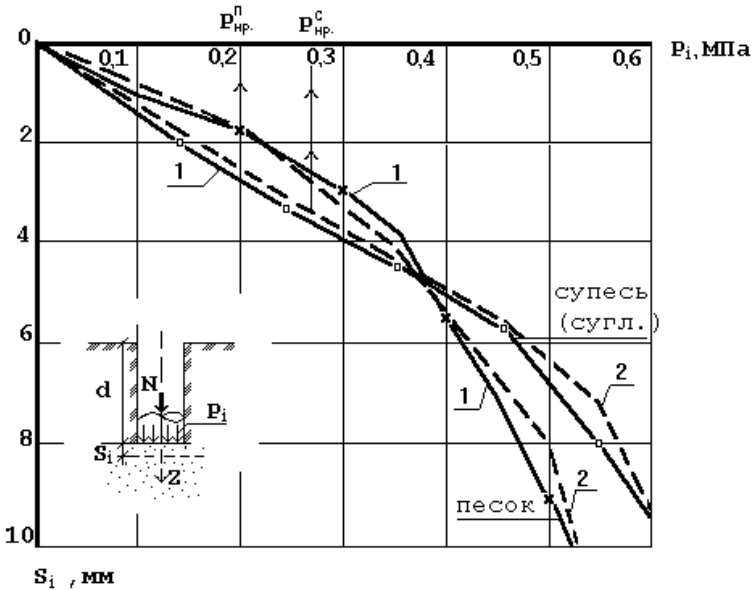


Рис. 3.4. Сопоставление расчётных данных с полевыми штамповыми испытаниями для песчаных и глинистых грунтов: 1 - результаты полевых испытаний штампом площадью 600 см<sup>2</sup>; 2 - результаты расчёта по формуле (3.3.)

Для этого была выбрана строительная площадка, при возведении здания столовой Псковского политехнического института. Испытания проводились на отдельно стоящем фундаменте размером 2м×2м. Основания были представлены практически однородными пластичными супесями с небольшим включением гальки и гравия (до 10%) и следующими расчётными характеристиками:  $\gamma_2 = 19,2 \text{ Кн/м}^3$ ;  $e = 0,65$ ;  $c = 13 \text{ Кпа}$ ;  $\phi_2 = 24^\circ$ ;  $E_o = 16000 \text{ Кпа}$ .

При проведении испытаний (см. рис. 3.5.) нагрузка на фундамент прикладывалась ступенчато, путём крановой укладки фундаментных блоков. Деформации фундамента определялись нивелированием. Результаты данных испытаний представлены на рис. 3.6., где кроме экспериментальной кривой (1) по-



Рис. 3.5. Испытания отдельно стоящего фундамента в естественных условиях строительной площадки при производстве работ на объекте "столовая" Псковского политехнического института

казаны результаты расчёта зависимости  $S_i = S_i(P_i)$  по формуле (3.3.) (кривая 2).

Следует отметить, что проведение подобных испытаний связано с преодолением больших технологических трудностей и практически ограничено величиной прикладываемой нагрузки (в том числе и по условиям техники безопасности). На рис. 3.5 показан лишь один из промежуточных этапов нагружения ( $N=32\text{т}$ ), однако и при этой стадии испытаний необходимо было принять меры безопасности. В результате экспери-

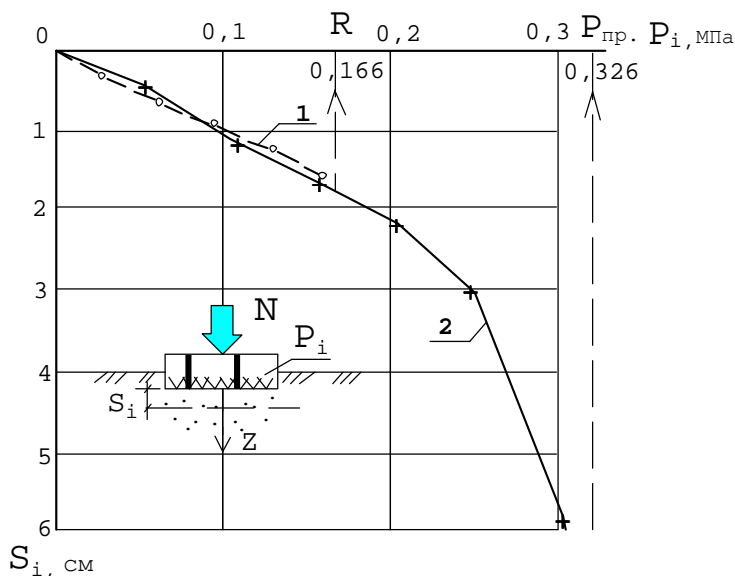


Рис. 3.6. Результаты натурного эксперимента для отдельно стоящего фундамента площадью  $4\text{ м}^2$  при его статическом нагружении: 1 - экспериментальная кривая; 2 - результаты расчёта по формуле (3.3.)

ментальная кривая (1) была построена лишь до величины давления  $P_i = 0,15$  МПа, что оказалось меньше даже величины расчётного сопротивления грунта  $R=0,166$  МПа, т.е. практически ограничилась линейно-деформируемым участком рассматриваемой зависимости. Кривая 2, построенная на участке изменения давления от 0 до  $P_{пр.}$ , имеет довольно хорошее совпадение с экспериментальной частью графика (расхождения в деформациях составляют 10-12% при давлениях  $>0,7R$ ), что ещё раз подтверждает возможность использования разработанного инженерного метода расчёта осадки основания для практических задач.

Таким образом, рассмотренная методика расчёта осадки фундамента даёт возможность построить криволинейную зависимость  $S_j = S_j(P_i)$  (см. рис. 2.11, 3.2-3.4, 3.6.) практически от момента приложения нагрузки до предельного состояния основания и, следовательно, позволяет осуществить переход к проектированию фундаментов по заданной (пользователем - проектировщиком) осадке (2 предельное со-

стояние по СНиП 2.02.01-83). Другими словами - осуществляется возможность проектировать фундаменты зданий с одинаковой осадкой.

Построение расчётной зависимости  $S_i = S_i(P_i)$  (фор. 3.3) предполагает использование величины давления под подошвой фундамента  $P_i$ , которая при  $P_i > P_{н к р}$ , в связи с развитием под фундаментом зон пластических деформаций, как отмечают многие исследователи (Горячев А.П. и др., 1970; Бугров А.К., 1980; Иванов П.Л., 1985; и др.), приводит к концентрации напряжений в основании по сравнению с упругим или, вернее, линейно-деформируемым решением. Рассмотрим это явление для нашего метода расчёта в следующем параграфе.

### 3.2. Учёт концентрации напряжений в основании жёсткого фундамента при работе его за пределами теории упругости

Как уже отмечалось ранее, по мере увеличения нагрузки на фундамент, в основании начинают развиваться зоны пластических деформаций, которые приводят к стадии нелинейного деформирования. На современном этапе развития механики грунтов эти задачи чаще всего решаются численными методами с применением ЭВМ, а характеристики грунтов, учитывающие деформации объёма и формы, определяются на приборах объёмного напряжённого состояния с независимыми задаваемыми значениями главных напряжений. Применение таких методов решения является трудоёмкой и довольно сложной задачей и часто не оправдывает себя при проектировании фундаментов в промышленном и гражданском строительстве. Поэтому разработка инженерных способов решения поставленных задач, позволяющих с помощью таблиц и несложных вычислений достичь желаемых результатов, является актуальной задачей.

Известно, что впервые решение смешанной задачи теории упругости и пластичности грунтов в строгой постановке, в стадии нелинейного деформирования от действия полубесконечной нагрузки было получено В.В.Соколовским (1952). Затем это решение было использовано В.Г. Березанцевым (1958, 1960) в задаче о приближённом расчёте осадок фундаментов глубокого заложения. Почти одновременно И.В.Фёдоров (1958) получил решение плоской задачи упругопластического распределения напряжений с учётом зарождения и развития с ростом нагрузки зон пластических деформаций. Это решение в последствии было развито в работах проф. М.В. Малышева (1980), Ю.Н. Мурзенко (1981) и др.



Если следовать решению И.В.Фёдорова, то как им показано, пластическая область в основании жёсткого фундамента начинает развиваться вдоль луча, имеющего угол наклона к вертикали  $\Theta = -\varphi$  (рис. 3.7а). Вследствие этого в основании можно выделить 3 области: 1 - упругая область  $\gamma_1 \leq \Theta \leq \pi/2$ ; 2 - пластическая область  $\gamma_3 \leq \Theta \leq \gamma_1$ ; 3 - упругая область  $-\pi/2 \leq \Theta \leq \gamma_3$ . Где  $\gamma_1$  и  $\gamma_3$  - углы раскрытия пластической области. При возрастании давления на основание пластическая зона будет увеличиваться, раскрываясь вправо и влево от первоначального направления зарождения. Предельное развитие зон будет характеризоваться предельными значениями углов  $\gamma_1^{np}$  и  $\gamma_3^{np}$ , определяемыми из выражения:

$$\begin{aligned} \gamma_1^{np} &= \pi/4 - \varphi/2 ; \\ \gamma_3^{np} &= -\pi/4 - \varphi/2 . \end{aligned} \quad (3.4)$$

Связь между  $P_i$  давлением под подошвой фундамента и углами  $\gamma_1$  и  $\gamma_3$  может быть представлена выражением, полученным И.В.Фёдоровым (1958); М.В.Малышевым (1980):

$$P_i / (\gamma d + c \cdot \operatorname{ctg} \varphi) = Q_1 / Q_2 - 1 , \quad (3.5)$$

где

$$\begin{aligned} Q_1 &= (1 + \cos 2\gamma_3) \cdot \\ &\cdot \left\{ 1 + \cos 2\gamma_1 + \sin \varphi \left[ \sin \varphi + \sin(2\gamma_1 + \varphi) + (\pi - 2\gamma_1) \cos(2\gamma_1 + \varphi) \right] \right\} \cdot \\ &\cdot e^{2(\gamma_1 - \gamma_3) \operatorname{ctg} \varphi} ; \quad Q_2 = (1 + \cos 2\gamma_1) \cdot \\ &\left\{ 1 + \cos 2\gamma_3 + \sin \varphi \left[ \sin \varphi + \sin(2\gamma_3 + \varphi) - (\pi - 2\gamma_3) \cos(2\gamma_3 + \varphi) \right] \right\} . \end{aligned} \quad (3.6)$$

Следуя упругопластическому решению, которое выполняется на отдельных ступенях нагружения, всю нагрузку действующую на основание, вплоть до предельного состояния грунта, можно разбить на некоторое число ступеней  $N_{с.т.}$ , тогда согласно рекомендациям Ю.Н. Мурзенко (1981, 1989), для значения  $\gamma_3$  - угла раскрытия области 2, получим:

$$\gamma_3 = \gamma_3^{\text{ap}} + \frac{\gamma_3^{\text{п р}} - \gamma_3^{\text{ap}}}{N_{\text{ст}} - 1} (K_{\text{ст}} - 1); \quad (3.7)$$

где  $\gamma_3^{\text{ap}}, \gamma_3^{\text{п р}}$  - соответственно значение угла в момент зарождения области 2 и в предельном состоянии;  $K_{\text{ст}}$  - текущий номер ступени.

Используя линейную интерполяционную зависимость, предложенную И.В.Фёдоровым, значения  $\gamma_1$  может быть определено из следующего выражения:

$$\gamma_1 = -\frac{2\pi\varphi}{\pi - 2\varphi} - \frac{\pi + 2\varphi}{\pi - 2\varphi} \cdot \gamma_3. \quad (3.8)$$

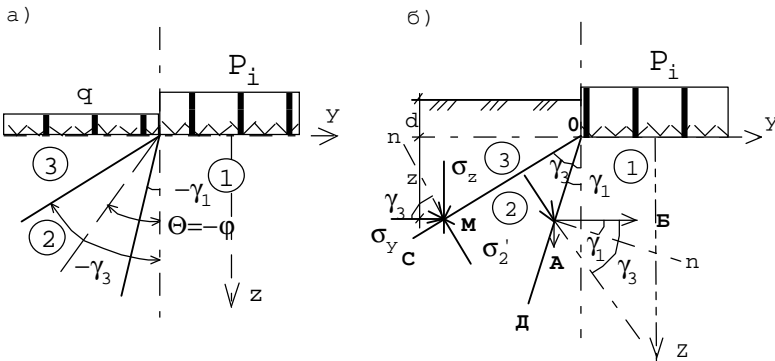


Рис. 3.7. а) Схема зарождения и развития пластической области при плоской задаче: 1 и 3 - упругие области; 2 - пластическая область. б) Схема учёта распора грунта под подошвой жёсткого фундамента для упругопластического решения при рассмотрении равновесия в т. М

Таким образом, задавшись числом ступеней  $N_{\text{ст}}$ , по формулам (3.7) и (3.8) нетрудно найти соответствующие значения  $\gamma_1$  и  $\gamma_3$ . Подставляя найденные величины в (3.6), а затем в (3.7), можно вычислить значения  $P_i$  для каждого  $\gamma_1$  и  $\gamma_3$ . Следуя этим путём, довольно легко в основании определить области упругого и пластического состояния. Последние в процессе своего развития будут изменять напряжённое состояние и в упругой области 1.

Практический интерес представляет собой определение напряжений  $\sigma_z$  по глубине основания под центром тяжести подошвы фундамента ( $y=0$ ), являющихся в данном случае главными нормальными напряжениями  $\sigma_1$ , оказывающими преобладающее влияние на величину осадки фундамента.

Если допустить равенство промежуточного главного напряжения в любой точке пластического основания минимальному значению главного напряжения в этой точке (Мальшев М.В., 1980), то рассмотренную теорию можно применить для осесимметричной пространственной задачи.

Раскрытие областей 2 - зон пластических деформаций по мере увеличения давлений  $P_i$  под подошвой фундамента, а, следовательно, и возрастание горизонтальных напряжений  $\sigma_y$  в этих областях, вызовет увеличение напряжений  $\sigma_1$  под центром тяжести подошвы фундамента в упругой области 1. Рассмотрим равновесие т.  $M$  на границе  $OC$ , отделяющей области 2 и 3 (рис. 3.7б) и расположенную на глубине  $Z$  от подошвы фундамента. В качестве первого приближения, для решения инженерной задачи предположим, что вследствие развития пластических деформаций и проявления распора грунта на т.  $M$  со стороны области 2, нормально к поверхности  $OC$ , расположенной под углом  $\gamma_3$  к вертикали, действует напряжение  $\sigma'_2$ .

Максимальное значение  $\sigma'_2$  очевидно не превысит суммы проекций напряжений  $\sigma_z$  и  $\sigma_y$  действующих, соответственно нормально к горизонтальной и вертикальной площадкам в т.  $M$  со стороны 3 области, на направление по линии действия  $\sigma'_2$ , т.е. перпендикулярно к поверхности  $OC$ . Это объясняется тем, что область 3 работает в упругой стадии и нарушение условия равновесия произойдет только при возникновении предельного состояния на поверхности  $OC$  со стороны данной области.

Напряжения  $\sigma_z$  и  $\sigma_y$  для грунта, обладающего только трением, определяться из следующего выражения:

$$\begin{aligned} \sigma_z &= \sigma_{zp} + \gamma(d + z); \\ \sigma_y &= \sigma_{yp} + \frac{\nu}{1 - \nu} \cdot \gamma(d + z), \end{aligned} \quad (3.9)$$

где  $\sigma_{zp}, \sigma_{yp}$  - соответственно вертикальные и горизонтальные напряжения в т.М от действия нагрузки по подошве фундамента, определяемые, к примеру, методом угловых точек (Маслов Н.Н., 1982);

$\gamma(d+z), \frac{\nu}{1-\nu} \cdot \gamma(d+z)$  - соответственно вертикальные и горизонтальные напряжения от собственного веса грунта;  $d$  - глубина заложения фундамента.

Для связного грунта необходимо учесть сцепление  $C$ , через величину всестороннего давления связности  $\sigma_e = c/\text{tg}\varphi$ , тогда, аналогично выводам М.И. Гольдштейна, А.А. Царькова, И.И. Черкасова (1981), получим:

$$\begin{aligned}\sigma_z &= \sigma_{zp} + \gamma(d+z) + c/\text{tg}\varphi ; \\ \sigma_y &= \sigma_{yp} + \frac{\nu}{1-\nu} [\gamma(d+z) + c/\text{tg}\varphi] .\end{aligned}\quad (3.10)$$

Учитывая, что грунт на поверхности  $OC$  находится в равновесии, допустим, что максимальное значение  $\sigma'_2$  для элементарной площадки в т. М (рис. 3.7б) определится из следующего выражения:

$$\sigma'_2 = \sigma_y \cdot \cos\gamma_3 + \sigma_z \cdot \cos(90 - \gamma_3) . \quad (3.11)$$

Очевидно, что данное допущение в до предельных стадиях нагружения несколько завышает величину  $\sigma'_2$ , однако это позволяет в некоторой степени компенсировать не учитываемые вертикальные напряжения в грунте при  $0 < y \leq b/2$ ;  $0 > y \geq -b/2$ , особенно в расчёте осадки фундамента. Применимость подобного допущения в решении инженерных задач, в полной мере может быть обоснована при анализе сопоставления расчётов с экспериментальными данными.

Если рассматривать только сыпучий грунт, то тогда учитывая (3.9), получим:

$$\sigma'_2 = \left[ \sigma_{yp} + \frac{\nu}{1-\nu} \gamma(d+z) \right] \cos\gamma_3 + \left[ \sigma_{zp} + \gamma(d+z) \right] \cos(90 - \gamma_3) . \quad (3.12)$$

Поскольку в области 2 грунт находится в пластичном состоянии, то напряжение  $\sigma'_2$  будет передаваться и на область 1, но ориентированно оно будет по элементарной площадке под углом  $(\gamma_3 - \gamma_1)$  к нормали поверхности ОД, отделяющей эти области. Проектируем  $\sigma'_2$  на нормаль к поверхности ОД и перенеся её по линии действия в область 1, разло-

жим на две составляющие А и Б (рис. 3.7б). Составляющая А будет увеличивать главные нормальные напряжения  $\sigma_1$  под центром тяжести подошвы фундамента. Если рассматривать характеристики напряжённого состояния в области I близкими к компрессионному сжатию (Далматов Б.И., Чикишев В.М., 1984; Копейкин В.С., Сидорчук В.Ф., 1993), то составляющая Б через коэффициент бокового давления грунта, также вызовет изменение напряжений  $\sigma_1$ .

Таким образом, изменение напряжённого состояния - главных нормальных напряжений по вертикальной оси  $\sigma''_{1,z}$  для точки расположенной на глубине Z под центром тяжести подошвы фундамента составит:

$$\sigma''_{1,z} = \left\{ \left[ \left[ \sigma_{yp} + \frac{v}{1-v} \gamma(d+z) \right] \cos \gamma_3 + \left[ \sigma_{zp} + \gamma(d+z) \right] \cos(90 - \gamma_3) \right] \cdot \cos(\gamma_3 \pm \gamma_1) \right\} \cdot \left[ \cos(90 - \gamma_1) + \cos \gamma_1 \frac{1-v}{v} \right]. \quad (3.13)$$

Знак минус в функции  $\cos(\gamma_3 \pm \gamma_1)$  используется для значений  $\gamma_1 \leq 0$ , а плюс - для  $\gamma_1 > 0$ . В формулу (3.13) необходимо подставлять абсолютные значения углов  $\gamma_1$  и  $\gamma_3$ .

Рассчитывать напряжения  $\sigma''_{1,z}$  можно для различных точек по глубине основания, учитывая при этом процесс развития зон пластических деформаций.

Для точки, соответствующей  $Z=0$ , необходимо рассмотреть граничные условия в виде сил трения, действующих по подошве фундамента. Эти силы трения, в соответствии с мнением большинства исследователей (Криворотов А.П., Соломин В.И., Шматков В.И., 1986), очевидно будут направлены от центра к краям фундамента и, как нам представляется можно допустить, что они будут уравнивать составляющую Б напряжений  $\sigma'_2$ . Тогда для  $Z=0$  можно записать:

$$\sigma''_2 = \left\{ \left[ \left[ \sigma_{yp} + \frac{v}{1-v} \gamma d \right] \cos \gamma_3 + \left[ \sigma_{zp} + \gamma d \right] \cos(90 - \gamma_3) \right] \cdot \cos(\gamma_3 \pm \gamma_1) \right\} \cos(90 - \gamma_1). \quad (3.14)$$

Для проверки предлагаемой методики были проведены штамповые лотковые испытания для среднезернистого песка (характеристики грунта см. §3.1).

Результаты вычислений для штампа диаметром 8,94 см представлены на рис. 3.8, на котором слева от оси симметрии показано раскрытие зон пластических деформаций (углов  $\gamma_1$  и  $\gamma_3$ ) - области 2 по мере увеличения давления  $P_i$  под подошвой штампа. Лучи 1,2,3,4,5,6,7 (на рис. 3.8) - соответствуют ступеням нагружения  $3,79 \cdot 10^{-2}$  МПа;  $4,73 \cdot 10^{-2}$  МПа;  $6,34 \cdot 10^{-2}$  МПа;  $7,38 \cdot 10^{-2}$  МПа;  $8,55 \cdot 10^{-2}$  МПа;  $10 \cdot 10^{-2}$  МПа;  $12 \cdot 10^{-2}$  МПа. При  $P_i = 12 \cdot 10^{-2}$  МПа найденном по экспериментальным данным, возникает предельное состояние, происходит потеря несущей способности основания, сопровождающаяся выпором грунта по схеме аналогичной Л.Прандлю.

Справа от оси симметрии Z показаны эпюры главных нормальных (вертикальных) напряжений  $\sigma_{zp}$  под центром тяжести подошвы штампа. Пунктиром здесь очерчены ординаты напряжений найденные по формулам (3.13) и (3.14). Следует подчеркнуть, что данное решение имеет достаточно хорошее

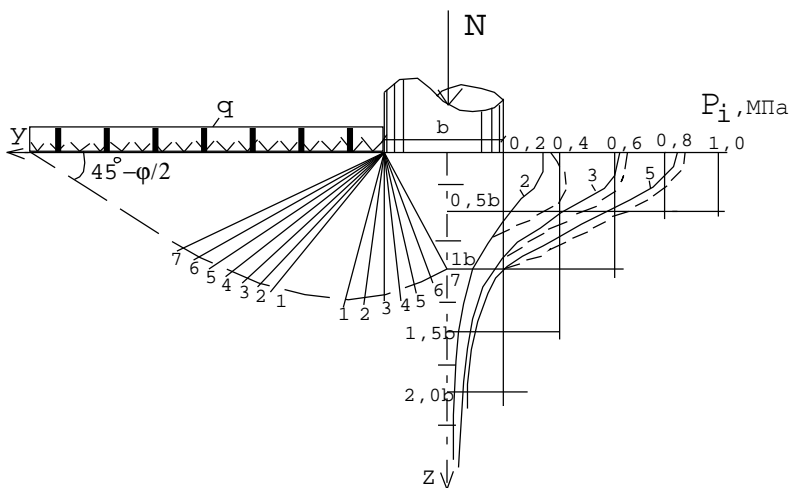


Рис. 3.8. Схема развития пластической области в основании под штампом при нагружении до предельного состояния: 1 - при  $P_i = 0,32P_{пр.}$ ; 2 - при

$P_i=0,39P_{пр.}$ ; 3 - при  $P_i=0,53P_{пр.}$ ; 4 - при  $P_i=0,615P_{пр.}$ ; 5 - при  $P_i=0,71P_{пр.}$ ; 6 - при  $P_i=0,833P_{пр.}$ ; 7 - при  $P_i=P_{пр.}=12 \cdot 10^{-2}$  МПа; \_\_\_\_\_ эпюры напряжений  $\sigma_{zp}$  для  $y=0$  при упругом решении; ---- - эпюры  $\sigma_{zp}$  для  $y=0$  с учётом концентрации напряжений при расчёте по формулам (3.13; 3.14)

качественное совпадение с результатами других авторов (Горячев А.П., Кравченко А.А., Фрадис Э.Д., 1970) и особенно Коновалова П.А. и др. (1994), экспериментальные данные которых подтверждают в основном концентрацию вертикальных нормальных напряжений в верхнем слое основания толщиной 0,5b.

Сопоставление предлагаемой методики расчёта с результатами испытаний грунтов представлены на рис. 3.9. При этом осадка штампа  $S_i$  (кривая 2) рассчитывалась по формуле (3.3) как для упругопластического основания с использованием переменного значения коэффициента нелинейности, определяемого по рекомендациям § 2.4. и учёта концентрации напряжений по вышерассмотренной методике. Как видно из рис. 3.9 экспериментальная кривая 3 осадки штампа и рас-

считанная по предлагаемому методу кривая 2 имеют не плохое совпадение. Их расхождения (за исключением одного значения) не превышают 17% практически на всём интервале давления.

Следовательно, допущения положенные в основу данной методики можно считать вполне обоснованными и приемлемыми для рассмотренного инженерного метода расчёта.

Здесь же, на рис. 3.9, приведены результаты расчёта по формуле (3.3) (кривая 1) и построена зависимость  $S_i = S_i(P_i)$  для осадки штампа по схеме упругопластического основания.

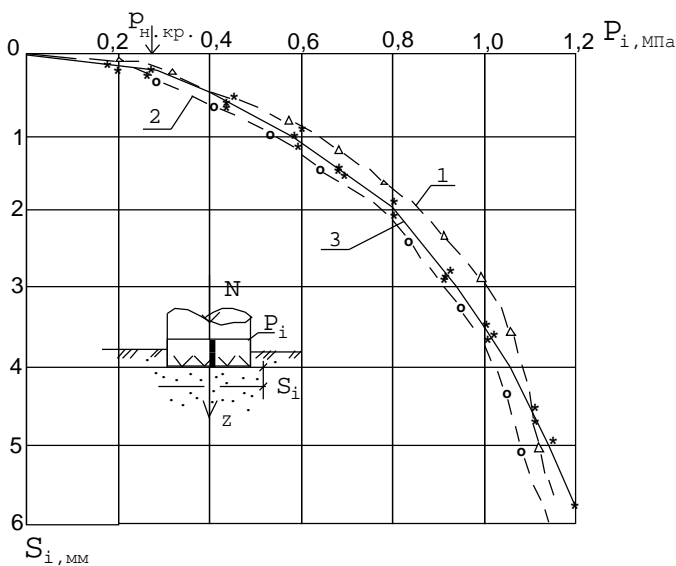


Рис.3.9. Сопоставление расчётных данных с результатами лабораторных испытаний на песчаном основании для жёсткого штампа диаметром 8,94 см; 1 - результаты расчёта по формуле 3.3. (схема упругопластического основания); 2 - то же, для основания с учётом концентрации напряжений  $\sigma_{zp}$ ; 3 - экспериментальные данные

Сопоставляя два способа расчёта осадки: 1 - в виде упругопластического основания; и 2 - в виде упругопластического основания с учётом концентрации напряжений ( $\sigma_{zp}$ ), не трудно заметить, что они дают сопоставимые результаты, что безусловно подчёркивает достоверность полученных решений и обоснованность принятых допущений.

Кроме сопоставления рассмотренных методов расчёта с экспериментальными данными, было проведено сравнение (табл.3.2.) с известными инженерными методиками расчёта Б.П. Попова (1950); С.С. Вялова, А.Л. Миндич (1974); Ю.Н. Мурзенко (1981); В.М. Кириллова (1985); М.В. Малышева, Н.С. Никитиной (Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений, 1986), кратко изложенными в § 1.3.

Таблица 3.2



Давление под подошвой штампа $P_i$ , МПа		В долях от $P_{пр.} = 0,12$ МПа								
		$P_{н.кр.}$ 0,192	R 0,24	0,42	0,50	0,58	0,67	0,75	0,83	0,92
О С А Д К А S <sub>i</sub> в мм	Экспер. данные	0,15	0,22	0,77	1,08	1,36	1,90	2,60	3,45	4,35
	Упруго-пластич. полупрост.	0,12	0,20	0,67	0,95	1,27	1,67	2,18	2,88	4,05
	Отклонен. от эксперимента в %	20	11	13	12	7	12	16	17	7
	Упруго-пластическое основание с учетом концентрации напряжений $\sigma_{зр}$	0,15	0,32	0,85	1,25	1,63	2,15	2,80	3,58	5,18
	Отклонен. от эксперимента в %	0	15	9	14	17	12	7	4	16
	Попов В.П. Вялов С.С. Мишдич А.	0,03	0,52	1,16	1,62	2,27	3,24	4,86	8,11	17,8
	Отклонен. в %	80	131	50	50	67	70	87	135	309
	Мурзенко Ю.Н.	0,10	0,15	0,42	0,64	0,95	1,43	2,24	4,20	-
	Отклонен. в %	33	33	45	41	30	25	14	18	-
	Кириллов В.М.	0,118	0,27	0,42	0,54	0,70	0,95	1,35	2,16	4,57
Отклонен. в %	21	20	45	49	48	50	48	37	5	
Мальшев М.В., Никитина Н.С.	0,12	0,15	0,29	0,39	0,53	0,75	1,10	1,81	3,94	
Отклонен. в %	20	33	62	64	60	61	57	47	9	

Из приведённых результатов (табл. 3.2.) видно, что расчёты, использующие выражения коэффициента нелинейности, по схеме упруго-пластического основания и того же метода, с учётом концентрации напряжений под центром тяжести подошвы фундамента, дают относительно экспериментальных данных минимальные расхождения. Поскольку расчёт осадки фундамента с учётом нелинейной работы грунта по схеме упруго-пластического основания является более простым и менее трудоёмким, то преимущественное использование его представляется перспективным направлением.

Предлагаемый метод расчёта осадки фундаментов сравнивался с экспериментальными данными и других исследователей. Так по результатам проф. В.М.Улицкого (1995), полученного им при испытаниях с винтовым штампом С.Н.Сотникова и В.Н.Бражник (1983), для одного из реконструи-

руемых зданий г. С.-Петербурга, осадки штампа на глубине 2,2 м в тугопластичном суглинке при увеличении давления с 0,15 МПа до 0,3 МПа изменялись с 1,95 мм до 4,99 мм. По нашим же расчётам осадки в том же интервале давлений будут изменяться соответственно с 2,3 мм до 4,7 мм, что составит отклонение от экспериментальных данных от 17% до 6%. Такие расхождения вполне приемлемы для инженерного метода расчёта (см. табл. 3.2).

**Таким образом, используя метод определения коэффициента нелинейности упругопластического основания (§2.4), для конкретных грунтовых условий, представляется возможным прогнозировать осадку фундамента заданных размеров в зависимости от величины прикладываемого давления, т.е. построить графическое очертание функциональной зависимости  $S_i = S_i(P_i)$ . Это условие позволяет проектировать фундаменты исходя из наперёд заданных величин осадок, или иначе, используя метод предельно допустимых деформаций для рассматриваемого сооружения (по СНиП 2.02.01-83 - второе предельное состояние).**

### 3.3. Расчёт фундаментов зданий по деформациям и несущей способности основания

Имея возможность определять осадку фундамента практически при любых давлениях под его подошвой (см. § 3.1), не составляет труда осуществить проектирование данной конструкции по заданной (пользователем-проектировщиком) осадке. В этом случае непосредственно используется, так называемый, метод расчёта по деформации (2 предельное состояние по СНиП) с учётом работы упругопластического основания. Проводя обязательный при этом проверочный расчёт по прочности, устойчивости, несущей способности основания (1 предельное состояние по СНиП), представляется возможность проектировать фундаменты зданий одновременно по двум предельным состояниям.

Следовательно, данная методика позволяет создавать фундаменты с практически одинаковой осадкой, избегая возможность появления трещин в надземных частях зданий, получая одновременно менее материалоемкие и, следовательно, более экономичные конструкции с заданной степенью надёжности.

**Рассмотрим пример расчёта по данной методике.** Пусть ленточный фундамент под кирпичные стены здания располагается на мощном слое пылеватого песка средней плотности со следующими расчётными характеристиками:  $\gamma=18 \text{ КН/м}^3$ ;  $\varphi=30^\circ$ ;  $C=2 \text{ КПа}$ ;  $E=20 \text{ МПа}$ .

Фундамент с глубиной заложения  $d=1,8 \text{ м}$  передаёт нагрузку  $0,72 \text{ МН/м}$ . При расчёте по СНиП 2.02.01-83 получаем ширину подошвы  $b=2,4 \text{ м}$ , при этом на основание передаётся давление  $P_i=R=0,3 \text{ МПа}$ . Осадка этого фундамента при данных условиях составит  $S=4 \text{ см}$ . Такая осадка меньше предельной  $S_u = 10 \text{ см}$  для рассматриваемого типа зданий и поэтому представляется возможным увеличить давление на основание до  $P_i=0,446 \text{ МПа}$  за счёт уменьшения подошвы фундамента до  $1,6 \text{ м}$ .

Тогда получим:

$$R=0,23 \text{ МПа}; P_{н.кр.}=0,196 \text{ МПа (по формуле 2.10)}$$

$$P_{пр.}=0,673 \text{ МПа}; S_{y(R)}=1,5 \text{ см}$$

При расчёте по формуле (2.17)  $K_i = 4,44$  и осадка такого фундамента по формуле (3.3) составит  $S_{yп.i} = 6,6 \text{ см}$ .

Таким образом, полученная осадка меньше предельной (соблюдается условие 2 предельного состояния), а размеры подошвы фундамента уменьшаются на  $0,8 \text{ м}$  ( $2,4-1,6$ ), что на  $33\%$  экономичнее по сравнению с расчётом по СНиП.

Для проверки надёжности полученного решения, производим расчёт по 1 предельному состоянию - несущей способности основания. Такой расчёт, в соответствии с рассмотренной методикой определения осадки, позволяет обеспечить необходимую надёжность принятых решений.

Расчёт оснований по несущей способности для рассматриваемых задач, может быть представлен условием:

$$P_i \leq \frac{\gamma_c \times P_{пр.}}{\gamma_q}, \quad (3.15)$$

где  $P_i, P_{пр.}$  - см. ранее;  $\gamma_c, \gamma_q$  - соответственно коэффициент условий работы основания и коэффициент надёжности, принимаемые по п.2.58 СНиП 2.02.01-83.

При  $P_i=0.446$  Мпа и  $P_{пр.}=0.673$  Мпа, для пылеватого песка будем иметь  $\gamma_c = 0,9$ , тогда из формулы (3.15) определим коэффициент надёжности:

$$\gamma_q = \frac{\gamma_c \times P_{пр.}}{P_i} = \frac{0,9 \times 0,673}{0,446} = 1,35 > 1,2. \quad (3.16)$$

Поскольку полученное значение  $\gamma_q = 1,35$  превышает  $\gamma_q = 1,2$ , принятое для зданий и сооружений 1 класса, то надёжность приведённого решения обеспечена.

В случае необходимости проектирования одновременно нескольких фундаментов (под всё сооружение), результаты расчётов целесообразно представить в графическом виде, выполняя их в следующей последовательности:

1. Используя метод определения коэффициента нелинейности упругопластического основания, находят  $K_i$  (ф.2.17), соответствующий не только рассмотренным грунтовым условиям, но и наперёд заданным размерам фундамента.

2. Используя  $K_i$  для различной заданной степени нагружения и размеров фундамента, находят  $S_{уп,j}$  (ф.3.3) и строят зависимости  $S_j = S_j(P_j)$  (рис.3.10). Графики  $S_j - P_j$  для каждого вида нагружения будут иметь различное очертание, зависящие от соотношения расчётных нагрузок, действующих по обрезу фундамента.

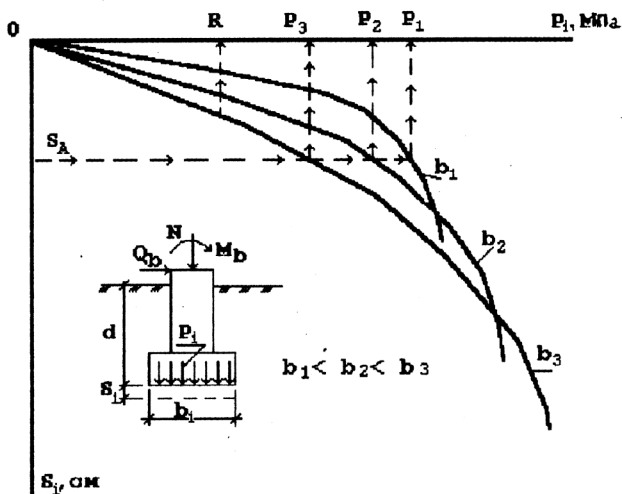


Рис. 3.10. Графики расчётной зависимости осадки  $S_i$  от прикладываемого давления  $P_i$  на основании  $S_i = S_i(P_i)$ ;  $b_1, b_2, b_3$  - ширина подошвы фундамента

3. Для каждого вида нагружения (расчётного сечения), задавшись предварительно размером подошвы фундамента  $b_1 < b_2 < b_3$  и т.д., вычисляют среднее и максимальное давление под подошвой, и для различных расчётных сечений ( $N-N$ ) строят графики  $P_i = P_i(b_i)$  (рис. 3.11; кривые 1,2,3).

4. Для заданной осадки  $S_A$  в зависимости от вида сооружения, по графикам  $S_i = S_i(P_i)$ , находят значения давлений  $P_1, P_2, P_3, \dots$  (см. стрелочную идентификацию на рис. 3.10) для различных размеров ширины подошвы фундаментов  $b_i$ . Найденные значения давлений и размеров фундаментов  $b_i$  наносят на график  $P_i = P_i(b_i)$  рис. 3.11., получая кривую А, соответствующую одинаковой величине осадки  $S_A$ . Точки пересечения кривых давлений ( $N-N$ ) для различных сечений (1,2,3) с кривой А определяют необходимые размеры подошвы фундаментов  $b_{iр.}$  для заданных сечений.

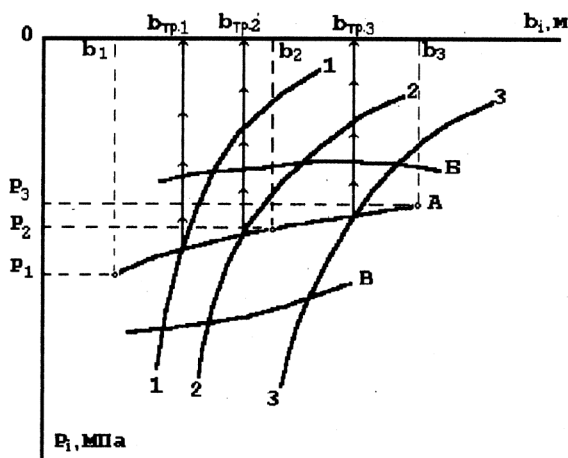


Рис. 3.11. Графики зависимости  $P_i = P_i(b_i)$ ; 1-1, 2-2, 3-3 - кривые давлений для различных расчётных сечений (N-N) фундамента в зависимости от нагрузки; А, Б, В - кривые равных осадок

5. Найденные значения  $b_{тp}$  обычно типизируют, определяя  $b_{тp}^T$ , что в результате приводит к изменению величин абсолютных осадок, которые могут быть найдены методом интерполяции по кривым давлений в интервале изолиний известных постоянных осадок Б, В (рис. 3.11).

Критерием окончательного решения в определении ширины подошвы фундамента будет являться величина относительной осадки  $\Delta S$  для данного сооружения, которая не должна превышать предельного значения  $\Delta S_u$ .

Следует подчеркнуть, что при данном методе проектирования фундаментов  $\Delta S$  имеет минимальное значение и условие строительных норм и правил  $\Delta S \leq \Delta S_u$  (расчёт по деформациям), как правило, всегда удовлетворяется.

Таким образом, действуя последовательно в соответствии с изложенной методикой, представляется возможным проектировать фундаменты по одинаковой заданной осадке (2 предельное состояние по СНиП 2.02.01-83), что позволяет учитывать совместную работу оснований и сооружений и, обеспечивая наиболее благоприятные условия эксплуатации надземных конструкций, получать экономически рациональные фундаменты.

Однако, в этом случае фундаменты передают давление, как правило, превышающее расчётное сопротивление грунта ( $R$ ) и тогда необходим расчёт оснований по несущей способности (1 предельное состояние по СНиП). Выполнить такой расчёт не сложно по формуле (3.16) и результаты представить в виде функциональной зависимости  $\gamma_q = \gamma_q(P_i)$ . В результате проектирование фундаментов будет осуществляться при одновременном выполнении двух критериев: - ограничение деформаций и проверка несущей способности основания с заданной степенью надёжности или, иначе, по двум предельным состояниям.

Графическая интерпретация определения области расчёта фундаментов по двум предельным состояниям представлена на рис. 3.12. Здесь на примере здания столовой Псковского политехнического института (см. § 3.1), построены две функциональные зависимости: 1 -  $S_i = S_i(P_i)$  - по формуле (3.3) и 2 -  $\gamma_q = \gamma_q(P_i)$  - по формуле (3.16). По данным графикам видно, что при изменении  $P_i$  до  $R$ , определяющим является расчёт фундамента по деформациям (2 предельное состояние), т.к. коэффициент надёжности  $\gamma_q$  в этом случае имеет достаточно большую величину (изменяясь с 5,5 до 1,75).

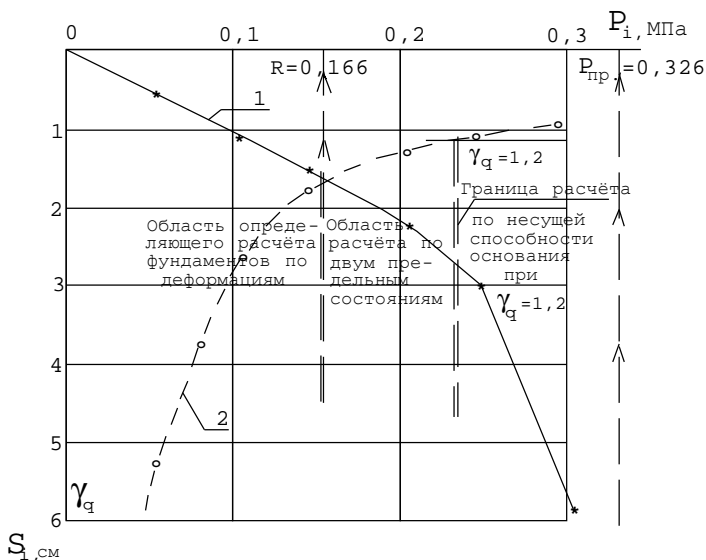


Рис. 3.12. Схема определения области расчёта фундаментов по двум предельным состояниям для штампа площадью  $4\text{м}^2$  (здание столовой ППИ); 1 - функциональная зависимость  $S_i = S_i(P_i)$ ; 2 - изменение коэффициента надёжности  $\gamma_q$  от величины прикладываемого давления  $P_i$

Задаваясь величиной коэффициента надёжности принимаемого решения ( в примере на рис. 3.12.  $\gamma_q = 1,2$  ), по кривой 2 не трудно определить граничные условия, соответствующие расчёту основания по несущей способности (1 предельное состояние), определяемые величиной  $P_i = \frac{\gamma_c \times P_{пр.}}{\gamma_q}$  (формула 3.15.). В этом случае, очевидно, что изменение величины давления в пределах  $R < P_i < \frac{\gamma_c \times P_{пр.}}{\gamma_q}$  определит необходимую область выполнения расчёта одновременно по двум пре-



дельным состояниям. В данном примере эта область будет соответствовать изменению  $\gamma_q$  с 1,75 до 1,2, а осадки  $S_i$  с 1,75 см до 2,75 см.

Следует подчеркнуть, что очерченные области расчёта фундаментов и оснований (рис. 3.12), не являются строго определёнными, а могут изменяться в зависимости от выбранного параметра  $\gamma_q$  (степени "риска" проектного решения) и  $S_i$  задаваемой величины осадки.

Таким образом, определяя размеры фундамента по одинаковой заданной осадке и одновременно производя проверку их оснований по несущей способности ( расчёт по двум предельным состояниям), представляется возможным проектировать данные конструкции с необходимой степенью надёжности, что является одним из главных преимуществ рассматриваемого метода расчёта.

Для ускорения процессов вычислений и избежания случайных ошибок, все вышеприведённые расчёты следует выполнять с применением ЭВМ.

## ГЛАВА 4. МЕТОД АВТОМАТИЗИРОВАННОГО ИНЖЕНЕРНОГО РАСЧЁТА ФУНДАМЕНТОВ НА НЕЛИНЕЙНО ДЕФОРМИРУЕМОМ ОСНОВАНИИ

В предыдущей главе подробно рассмотрен предлагаемый инженерный метод расчёта фундаментов на естественном или улучшенном основании по заданной осадке, который учитывает работу грунтов и за пределами теории упругости. Этот метод, используя результаты испытаний грунтов на стандартном лабораторном оборудовании, позволяет без дополнительных расходов проектировать экономичные фундаменты, снижая материалоемкость и трудозатраты в фундаментостроении. Однако ручной метод расчёта фундаментов по заданной осадке - довольно трудоёмкий путь, требующий выполнения множества однообразных вычислений. Поэтому в целях ускорения инженерных расчётов, выполнения их следует проводить с учётом максимальной автоматизации процесса, т.е. использованием ЭВМ.

### 4.1. Разработка алгоритма и математическая постановка задачи

Одним из первых опыт автоматизированного проектирования фундаментов был обобщён ещё в 1963 г. (Бромштейн К.Г., Польшин Д.Е., Якобсон Л.С.) коллективами институтов Гипротис и Лаборатории механики грунтов Института оснований по проектированию жёстких фундаментов промышленных и гражданских зданий. Вычисления выполнялись на ЭВМ БЭСМ-2м в соответствии с рекомендациями, действующих в то время СНиП. В дальнейшем расчёты на ЭВМ, связанные в основном с методом конечных элементов, рассматривались многими учёными: Е.Ф. Винокуровым и др.(1967, 1975), А.К.Бугровым (1980), А.Л. Крыжановским (1982), А.Б.Фадеевым (1987) и др. В отличие от перечисленного, предлагаемый метод расчёта основан на выводах главы 3 данной работы и предполагает определение размеров подошвы отдельных или ленточных симметричных фундаментов, работающих как на линейно-деформируемом основании, так и за пределами теории упругости.

Основные теоретические предпосылки данного метода расчёта изложены в статьях автора [4...28].

Расчёт производится на персональных компьютерах по программе "NL", записанной на гибкий или жёсткий магнитный диск.

Алгоритм программы "NL" в чёткой последовательности выполнения математических и логических операций, в соответствии с изложенной методикой расчёта, представлен на блок-схеме (рис. 4.1.).

Программой расчёта предусмотрено определение размеров подошвы фундаментов по заданной (пользователем) осадке для любого количества расчётных сечений (видов загрузки), различных геологических условий, глубины заложения, конструкций ( типов ) фундаментов.

Последовательность реализации алгоритма представляет собой совокупность математических и логических вычислений предназначенных для достижения поставленной задачи, которая приведена ниже (см. рис. 4.1.).

1. Присвоение табличных данных коэффициентов несущей способности основания  $N_\gamma, N_q, N_c$  и  $\beta$  (Никитина Н.С., 1984), осуществляется в автоматизированном режиме при запуске программы.

2. Присвоение сервисных констант, осуществляется в автоматизированном режиме при запуске программы.

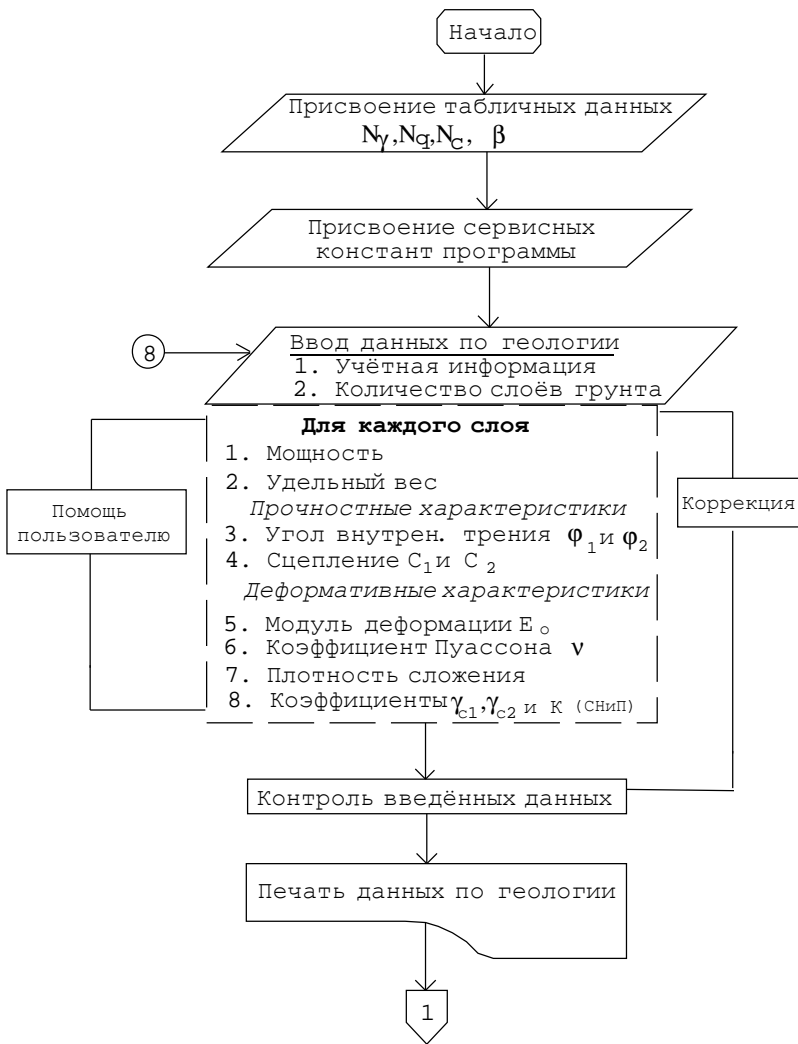
3. Ввод данных по учётной информации возводимого (реконструируемого) объекта и геологическим условиям площадки строительства, включающий в себя:

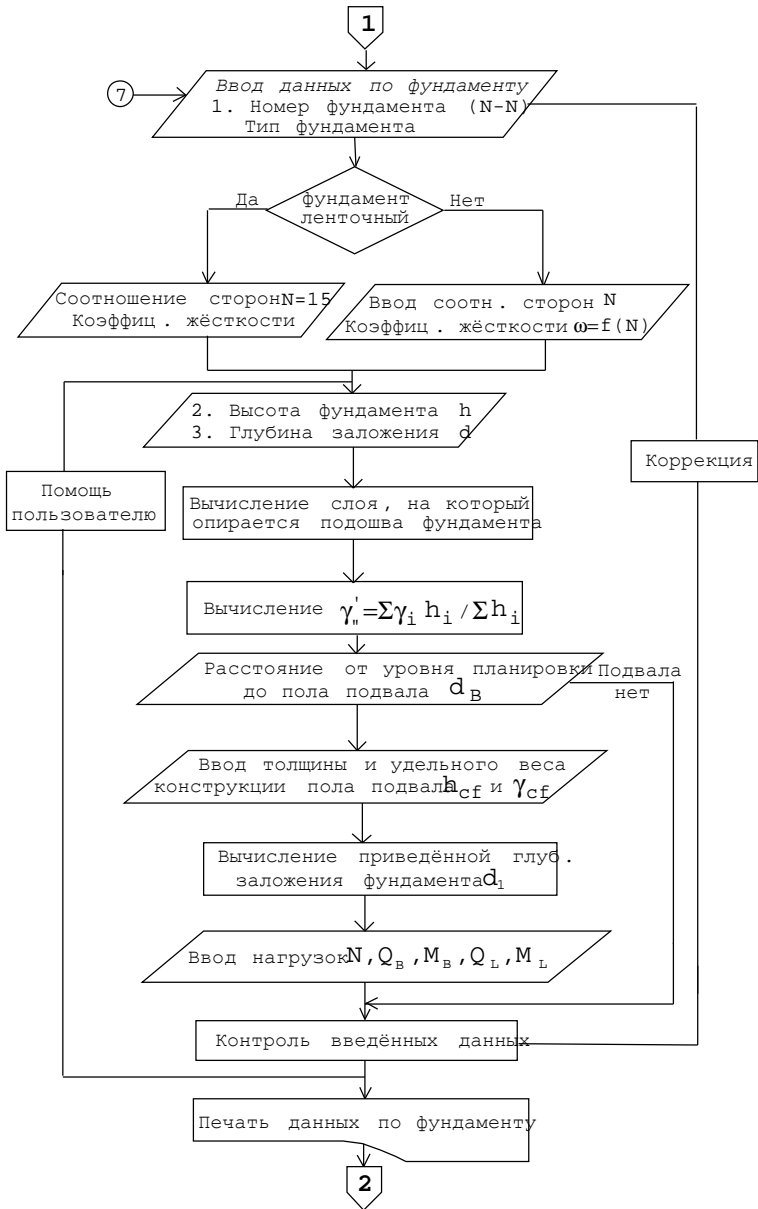
3.1. количество слоёв грунта (с выделением инженерно-геологических элементов);

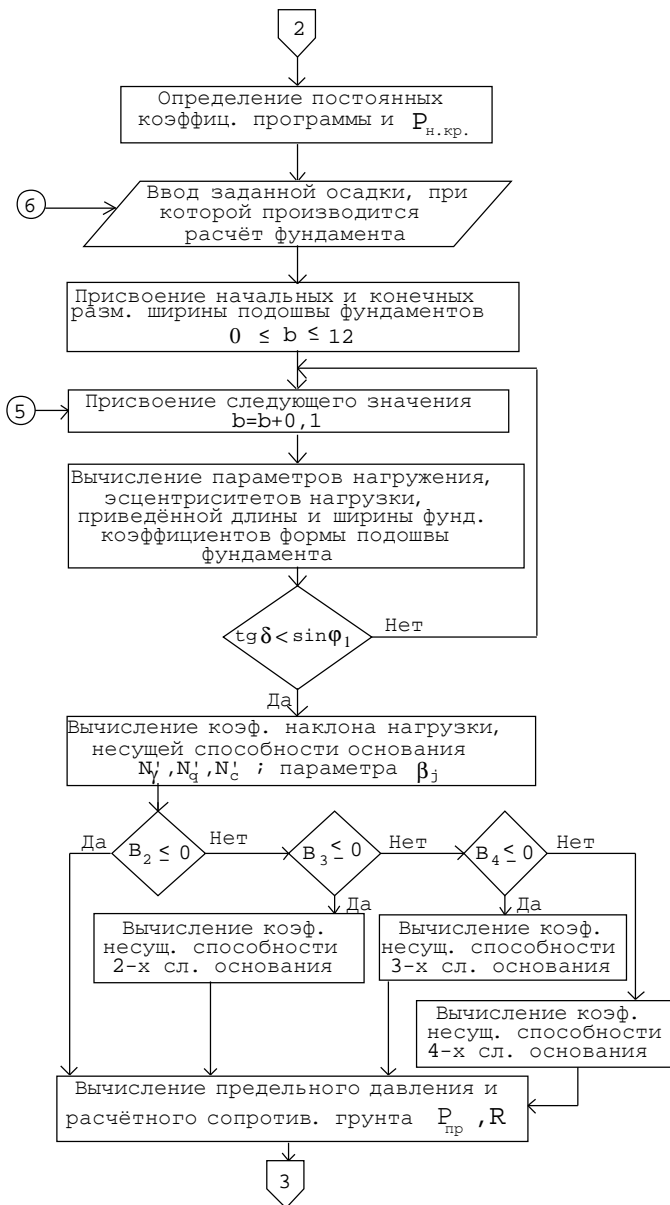
3.2. для каждого слоя грунта:

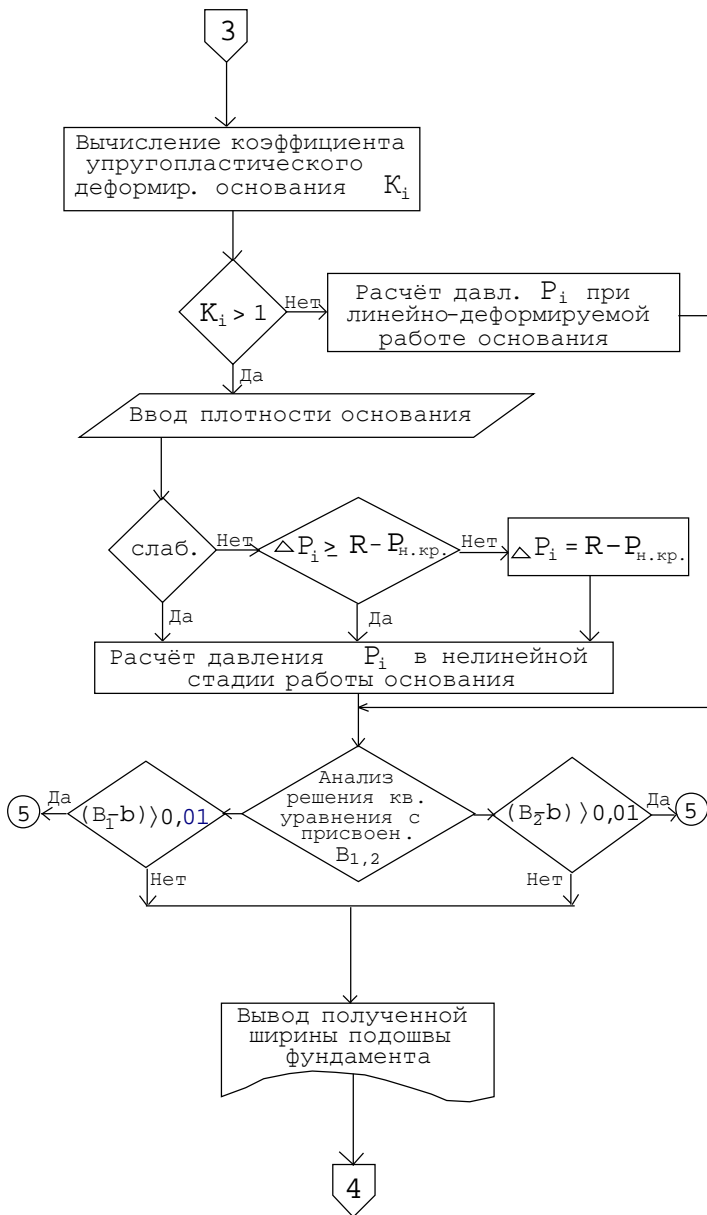
- мощность;
- удельный вес  $\gamma_1$  и  $\gamma_2$ ;
- угол внутреннего трения  $\phi_1$  и  $\phi_2$ ;
- сцепление  $C_1$  и  $C_2$ ;
- модуль общей деформации  $E_0$ ;
- коэффициент Пуассона  $\nu$ ;
- плотность сложения (слаб., средн.плот., плот.);
- коэф. условий работы  $\gamma_{c1}, \gamma_{c2}$  и  $K$  (СНиП 2.02.01-83).

Блок - схема программы "NL"









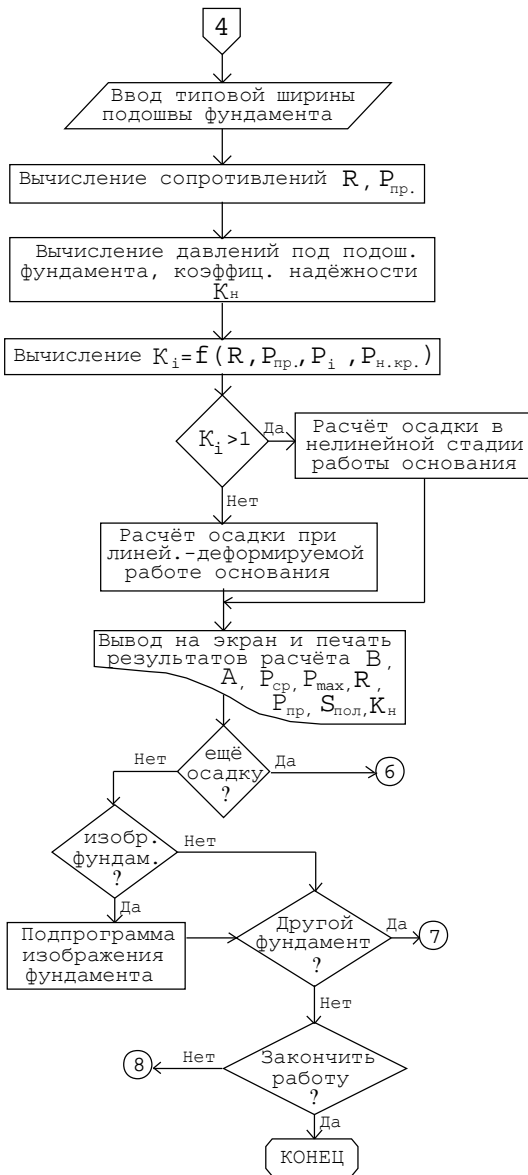


Рис. 4.1. Блок - схема программы "NL"



По каждой из вводимых величин (характеристикам) пользователю, по его желанию, предоставляется необходимая помощь. Более подробно о вводимых характеристиках грунта см. далее §4.2.

4. Контроль введенных данных предоставляет возможность, в случае необходимости, внести изменения в любую из введенных характеристик.

5. Печать данных по геологии осуществляется по желанию пользователя и предоставляется в таблице "Геология" в первом блоке выходной информации (см. рис. 4.2.).

6. Ввод данных по рассчитываемому фундаменту, включает в себя:

- номер сечения (пересечения осей и т.п.);
- тип фундамента (ленточный, столбчатый);
- высоту фундамента;
- глубину заложения фундамента;
- расстояние от планировки до пола подвала;
- толщину и удельный вес конструкции пола подвала;

По введенным параметрам фундамента определяется слой грунта, являющийся основанием; вычисляется средневзвешенное значение удельного веса грунта, залегающего выше подошвы фундамента; определяется приведенная глубина заложения.

Ввод нагрузок, действующих по обрезу фундамента, расчёт изгибающего момента и поперечной силы от бокового давления грунта, с изображением на экране дисплея схемы приложения нагрузок, заканчивают данный блок вводимой информации.

Ввод всех перечисленных величин, по желанию пользователя, может сопровождаться необходимой помощью. Более подробно о вводимых параметрах фундамента см. далее § 4.2.

Контроль и возможная коррекция введенных данных, заканчивают данную процедуру.

7. Печать данных по фундаменту осуществляется по желанию пользователя и представлена в таблице "Данные по фундаменту..." во втором блоке выходной информации (см. рис. 4.2.).

```
##### #
# программа определения ширины подошвы фундамента по заданной осадке #
# автор к.т.н. доцент С.И.Алексеев #
# ПИИ СПбГТУ, кафедра СМ #
##### #
```

Цех лесопильный г. Пустошка

\*\*\*\*\* геология \*\*\*\*\*

№ сл.	мощн Н	уд. вес		прочностные х-ки				деформ. х-ки			коэффициент		
		$\gamma_1$	$\gamma_2$	$\phi_1$	$\phi_2$	$C_1$	$C_2$	$E_0$	$m$	плотн	$K_1$	$K_2$	$K$
1	3.7	18.5	19	25	28	2	3	19000	0.3	ср.пл	1.2	1	1
2	20	20.2	20.6	23	26	10	15	30000	0.35	плот.	1.2	1	1

\*\*\*\*\* ДАННЫЕ ПО ФУНДАМЕНТУ 3-3 \*\*\*\*\*

1. фундамент 3-3 столбчатый, стена внутренняя соотношение сторон  $N=L/B$
2. высота фундамента 1.5 м
3. глубина заложения фундамента 1.65 м
4. глубина подвала 0 м
5. нагрузки ( $N, Q_B, M_B, Q_L, M_L$ ) 542, 3.6, 35, 0, 0

\*\*\*\*\* результаты расчёта \*\*\*\*\*

заданная осадка см	принятая ширина подошвы фундам. В, м	расчётн. сопрот. R КПа	предельн сопротив Rпр КПа	максим. давление под подошв. КПа	среднее давление под подошв. КПа	получен. осадка S см	коэф-фиц. надёжно-сти Кн
2	1.6	258.46	940.96	303.90	244.72	1.87	2.79
2.2	1.3	251.45	901.91	464.04	353.71	2.33	1.75
3	1.2	249.11	886.95	549.67	409.39	3.15	1.45
3.5	1.1	246.78	870.60	663.05	480.93	4.98	1.18

\*\*\*\*\* ДАННЫЕ ПО ФУНДАМЕНТУ 4-4 \*\*\*\*\*

1. фундамент 4-4 столбчатый, соотн. сторон  $N=L/B$  1
2. высота фундамента 1.5 м
3. глубина заложения фундамента 1.65 м
4. глубина подвала 0 м
5. нагрузки ( $N, Q_B, M_B, Q_L, M_L$ ) 548, 11.7, 109, 0, 0

\*\*\*\*\* результаты расчёта \*\*\*\*\*

заданная осадка см	принятая ширина подошвы фундам. В, м	расчётн. сопрот. R КПа	предельн сопротив Rпр КПа	максим. давление под подошв. КПа	среднее давление под подошв. КПа	получен. осадка S см	коэф-фиц. надёжно-сти Кн
2	1.9	265.46	866.61	295.50	184.80	2.24	2.64
2.2	1.6	258.46	810.40	432.44	247.06	2.51	1.69
3	1.5	256.12	788.83	501.33	276.56	3.34	1.42
4.8	1.4	253.78	765.36	589.30	312.59	5.15	1.17

Рис. 4.2. Пример результатов решения по программе "NL"

8. Определение постоянных коэффициентов, используемых в программе и расчёт  $P_{н.кр.}$  по формуле (2.10).

9. Ввод осадки, при которой пользователь желает определить размеры подошвы фундамента.

10. Присвоение начального значения ширины подошвы фундамента  $b=0$ . (Конечная величина подошвы фундамента  $b_k$  ограничивается значением 12 м.).

11. Присвоение следующего значения ширины подошвы фундамента  $b=b+0,1$  (с шагом 0,1 м).

12. Определение эксцентриситетов приложения нагрузок по подошве относительно центра тяжести  $e_b$  и  $e_L$ ,

- вычисление приведённых размеров подошвы фундамента

$$b_c = b - 2e_b; \quad L_c = L - 2e_L.$$

13. Определение коэффициентов формы фундамента (СНиП 2.02.01-83).

$$\xi_\gamma = 1 - 0,25 / L_c / b_c; \quad \xi_q = 1 + 1,5 / L_c / b_c; \quad \xi_c = 1 + 0,3 / L_c / b_c.$$

14. Проверка условия  $tg\delta < \sin \varphi_1$ , согласно рекомендаций СНиП 2.02.01.-83:

если да, то переход к п. 15;

если нет, то переход к п. 11.

15. Вычисление коэффициентов наклона нагрузки по эмпирическим формулам Brinch Hansen J. (1970), (Малышев М.В., 1980):

$$M_\gamma^{TB} = \left[ 1 - 0,7(Q_B + M_B / H) / (V + b_c \cdot L_c \cdot C_1 \cdot ctg\varphi_1) \right]^5;$$

$$M_\gamma^{TL} = \left[ 1 - 0,7(Q_L + M_L / H) / (V + b_c \cdot L_c \cdot C_1 \cdot ctg\varphi_1) \right]^5.$$

Из этих двух значений выбираем наименьшее, которое затем используем в расчётах (п.17).

$$M_q^{TB} = \left[ 1 - 0,5(Q_B + M_B / H) / (V + b_c \cdot L_c \cdot C_1 \cdot ctg\varphi_1) \right]^5;$$

$$M_q^{TL} = \left[ 1 - 0,5(Q_L + M_L / H) / (V + b_c \cdot L_c \cdot C_1 \cdot ctg\varphi_1) \right]^5,$$

где  $V$  - вертикальное усилие по подошве фундамента;  $H$  - высота фундамента.

Из двух значений  $M_q$  выбираем наименьшее и используем в дальнейших расчётах (п.17).

16. Вычисляем по эмпирической формуле Vesic A.S. (1975), коэффициент  $M_c$  (Малышев М.В., 1980):

$$M_c = M_q^{\tau B} - (1 - M_q^{\tau B}) / N_c \cdot \operatorname{tg} \varphi_1 .$$

17. Выбор коэффициентов несущей способности основания  $N_\gamma, N_q, N_c$  при заданном значении  $\varphi_1$  и перерасчёт их с учётом наклона нагрузки:

$$N'_\gamma = N_\gamma \cdot M_\gamma ; \quad N'_q = N_q \cdot M_q ; \quad N'_c = N_c \cdot M_c .$$

18. Вычисление по методике Н.С.Никитиной (1984), параметра  $B_j$ , как критерия в определении расчёта  $P_{пр}$ . (однослойного или многослойного основания). Если  $B_j < 0$ , то количество слоёв, учитываемых при расчёте  $P_{пр}$ . будет равно  $j-1$ .

При проверки подстилающего слоя получим:

$$B_2 = b \left( 1 - \frac{h_1}{b} \operatorname{tg} \beta_1 \right) = b - B_1 ,$$

где  $h_1$  - расстояние от подошвы фундамента до кровли подстилающего слоя грунта;  $\beta_1$  - коэффициент, выбираемый из табличных значений  $N_\gamma$ , соответствующий углу  $\varphi_1$  несущего слоя основания.

если  $B_2 \leq 0$ , то переход к п.24;

если  $B_2 > 0$ , то переход к п.19.

19. Выбор коэффициента  $\beta_2$  из таблицы  $N_\gamma$ , соответствующий углу  $\varphi_2$  и вычисление:

$$B_3 = b - B_1 - h_2 \cdot \operatorname{tg} \beta_2 ,$$

где  $h_2$  - толщина подстилающего (второго) слоя грунта.

Если  $B_3 > 0$ , то переход к п. 21;

Если  $B_3 \leq 0$ , то переход к п. 20.

20. Выбор (в зависимости от  $\varphi_2$ ) из табличных значений коэффициентов несущей способности для подстилающего (второго) слоя грунта:

$$N''_{\gamma}, N''_q, N''_c$$

Вычисление (Н.С.Никитина, 1984) средних значений коэффициентов несущей способности двухслойного основания, которые, после некоторых преобразований, будут иметь вид:

$$N_q^{cp} = N'_q \cdot B_1 / b + N''_q \cdot B_2 / b ;$$

$$N_c^{cp} = N'_c \cdot C_1 \cdot B_1 / b + N''_c \cdot C_2 \cdot B_2 / b ;$$

$$N_{\gamma}^{cp} = N'_{\gamma} \cdot \gamma_1 (B_1 / b)^2 - N''_{\gamma} \cdot \gamma_2 (B_1 / b)^2 + N''_{\gamma} \cdot \gamma_2 .$$

Далее переходим к выполнению п. 24.

21. Выбор коэффициента  $\beta_3$  из таблицы  $N_{\gamma}$ , соответствующий углу  $\varphi_3$  и вычисление:

$$B_4 = b - B_1 - h_2 \cdot \operatorname{tg} \beta_2 - h_3 \cdot \operatorname{tg} \beta_3 ;$$

$$B'_2 = h_2 \cdot \operatorname{tg} \beta_2 ; \quad B'_3 = h_3 \cdot \operatorname{tg} \beta_3 ,$$

где  $h_3$  - толщина третьего слоя грунта.

Если  $B_4 > 0$ , то переход к п. 23.

Если  $B_4 \leq 0$ , то переход к п. 22.

22. Выбор (в зависимости от  $\varphi_3$ ) из табличных значений коэффициентов несущей способности для третьего слоя грунта:

$$N'''_{\gamma}, N'''_q, N'''_c .$$

Вычисление средних значений коэффициентов несущей способности трёхслойного основания:

$$N_q^{cp} = N'_q \cdot B_1 / b + N''_q \cdot B'_2 / b + N'''_q \cdot B_3 / b ;$$

$$N_c^{cp} = N'_c \cdot C_1 \cdot B_1 / b + N''_c \cdot C_2 \cdot B'_2 / b + N'''_c \cdot C_3 \cdot B_3 / b ;$$

$$N_{\gamma}^{cp} = N'_{\gamma} \cdot \gamma_1 (B_1 / b)^2 + N''_{\gamma} \cdot \gamma_2 \left\{ [(B_1 + B'_2) / b]^2 - (B_1 / b)^2 \right\} + N'''_{\gamma} \cdot \gamma_3 \left\{ [(B_1 + B'_2 + B_3) / b]^2 - [(B_1 + B'_2) / b]^2 \right\} .$$

Далее переход к выполнению п. 24.

23. Выбор (в зависимости от  $\varphi_4$ ) из табличных значений коэффициентов несущей способности для четвёртого слоя грунта:

$$N^{IV}_{\gamma}; \quad N^{IV}_q; \quad N^{IV}_c .$$

Вычисление средних значений коэффициентов несущей способности четырёхслойного основания:

$$N_q^{cp} = N_q' \cdot B_1 / b + N_q'' \cdot B_2' / b + N_q''' \cdot B_3' / b + N_q^{IV} \cdot B_4 / b ;$$

$$N_c^{cp} = N_c' \cdot C_1 \cdot B_1 / b + N_c'' \cdot C_2 \cdot B_2' / b + N_c''' \cdot C_3 \cdot B_3' / b + N_c^{IV} \cdot C_4 \cdot B_4 / b ;$$

$$N_\gamma^{cp} = N_\gamma' \cdot \gamma_1 (B_1 / b)^2 + N_\gamma'' \cdot \gamma_2 \left\{ [(B_1 + B_2') / b]^2 - (2B_1 / b)^2 \right\} + \\ + N_\gamma''' \cdot \gamma_3 \left\{ [(B_1 + B_2' + B_3') / b]^2 - [(B_1 + B_2') / b]^2 \right\} + N_\gamma^{IV} \cdot \gamma_4 \cdot \\ \cdot \left\{ [(B_1 + B_2' + B_3' + B_4) / b]^2 - [(B_1 + B_3') / b]^2 \right\} .$$

Следует подчеркнуть, что условие  $B_3 > 0$  и тем более  $B_4 > 0$  выполняются крайне редко, поскольку в этом случае области пластических деформаций в момент предельного состояния должны охватывать соответственно три и четыре слоя грунта под подошвой фундамента. А как было отмечено ранее (см. § 3.2.), развитие областей  $\tau$  обычно не превышает  $(0,5-0,6)b$ , т. е., практически чаще всего, они развиваются в однородном или двухслойном основании, что соответствует условиям  $B_2 \leq 0$  или  $B_3 \leq 0$ . Эти предпосылки и реализованы в программе "NL". Условия же  $B_3 > 0$  и  $B_4 > 0$  в этом случае представляют более теоретический интерес.

24. Вычисление предельного давления на грунт основания  $P_{пр}$  для фундамента заданных размеров (СНиП 2.02.01-83), но с использованием средних значений коэффициентов несущей способности  $N_\gamma^{cp}$ ,  $N_q^{cp}$ ,  $N_c^{cp}$ .

Вычисление расчётного сопротивления грунта  $R$ .

25. По заданной величине осадки, используя ф.(3.3), вычисление коэффициента нелинейности упругопластического деформированного состояния  $K_i$ .

26. Проверка условия, больше ли коэффициент  $K_i$  единицы:

если да, то переход к п. 28;

если нет, то переход к п. 27.

27. Вычисление величины давления под подошвой фундамента  $P_i$  при условии линейно-деформируемой работе основания. Переход к п. 31.

28. В зависимости от плотности основания (см. ввод данных), расчёт производится по трём основным направлениям:

если основания слабые, то  $\Delta P_i = P_i - P_{н.кр.}$  и переход к п. 30;

если основания средней плотности, то  $\Delta P_i = 0,2P_i$  и переход к п. 29;

если основания плотные, то  $\Delta P_i = 0,1P_i$  и переход к п. 29.

29. Проверка условия, интервал давления  $\Delta P_i$  больше ли разности между расчётным сопротивлением грунта и начальной критической нагрузкой:

если да, то переход к п. 30;

если нет, то присвоение  $\Delta P_i = R - P_{н.кр.}$  и переход к п. 30.

30. Вычисление (из формулы 2.17) величины давления под подошвой фундамента  $P_i$  при нелинейной стадии работы основания.

31. По найденной величине давления  $P_i$  и для заданных условий нагружения ( $N, M, Q$ ), вычисление требуемой ширины подошвы фундамента  $b_{тр.}$ , что приводит к решению квадратного уравнения. Анализ корней квадратного уравнения  $B_{1,2}$ :

если  $(B_1 - b) > 0,01$ , то переход к п. 11;

если  $(B_1 - b) \leq 0,01$ , то переход к п. 32;

если  $(B_2 - b) > 0,01$ , то переход к п. 11;

если  $(B_1 - b) \leq 0,01$ , то переход к п. 32;

32. Вывод полученной (требуемой) ширины подошвы фундамента.

33. Ввод типовой (или любой другой, кратной 0,1 м) ширины подошвы фундамента. Пользователь может ввести с экрана дисплея любую величину ширины подошвы проектируемого или реконструированного фундамента.

34. Вычисление расчётного сопротивление грунта  $R$  и величины предельного давления основания  $P_{пр.}$  для фундамента заданного размера.

35. Вычисление давлений под подошвой фундамента  $P_{max}, P_{min}, P_{ср.}$  и коэффициента надёжности  $K_n = \gamma_q$  (формула 3.16).

36. Вычисление коэффициента нелинейности упругопластического деформированного основания  $K_i$  (формула 2.17).

37. Проверка условия, больше ли коэффициент  $K_i$  единицы:

если да, то переход к п. 39;

если нет, то переход к п. 38.

38. Вычисление осадки фундамента при линейно-деформируемой работе основания. Переход к п. 40.

39. Вычисление осадки фундамента в нелинейной стадии работы основания ( формула 3.3.).

40. Вывод на экран и принтер (по желанию пользователя) результатов расчёта: заданной осадки, ширины подошвы фундамента  $B$ , площади подошвы фундамента  $A$ , расчётного сопротивления грунта  $R$ , предельного сопротивления грунта основания  $P_{пр.}$ , максимальной величины давления под подошвой фундамента  $P_{max}$ , средней величины давления под подошвой фундамента  $P_{cp} = P_i$ , полученной величины осадки  $S$ , коэффициента надёжности  $K_H$ .

41. Ответ на вопрос: "Хотите ли рассчитать фундамент по другой величине заданной осадке ?":

если да, то переход к п. 9;

если нет, то переход к п. 42.

42. Ответ на вопрос: "Хотите ли получить изображение сечения рассчитанного фундамента ?" (по желанию пользователя рисунок может быть распечатан при условии предварительной загрузки программы-драйвера graphics.com).

если да, то отрабатывается подпрограмма изображения фундамента и переход к п. 43;

если нет, то переход к п. 43.

43. Ответ на вопрос: "Хотите просчитать другой фундамент ?":

если да, то переход к п. 6;

если нет, то переход к п. 44.

44. Ответ на вопрос: "Хотите ли Вы закончить работу с программой ?" :

если нет, то переход к п. 3;

если да, то переход к п. 45.

45. Конец программы.

Таким образом блок-схема алгоритма достаточно подробно описывает логическую структуру программы "NL", которая может быть реализована на ЭВМ серии IBM.



#### 4.2. Ввод данных и выходная информация по программе

Ввод исходных данных при работе с программой "NL" осуществляется пользователем с экрана дисплея и включает в себя физико-механические характеристики грунтов основания, данные по фундаменту и нагрузки по обрезу.

Ввод названных параметров осуществляется в диалоговом режиме с необходимой коррекцией (рис.4.1.).

Физико-механические характеристики слоёв грунта вводятся последовательно, начиная с поверхности. Рекомендуется включать в расчёт наиболее неблагоприятные условия с учётом выделения инженерно-геологических элементов. В программе используются обозначения грунтовых характеристик, представленные в табл. 4.1.

Таблица 4.1

**Входная информация по характеристикам грунта**

Идентификатор	П а р а м е т р
1	2
H	- мощность (толщина) рассматриваемого слоя грунта в (м)
1	2
Y1	- расчётное значение удельного веса грунта для расчёта по 1 предельному состоянию (прочности, несущей способности) $(\text{кН}/\text{м}^3)$
Y2	- нормативное значение удельного веса грунта для расчёта по 2 предельному состоянию (деформациям) $(\text{кН}/\text{м}^3)$ . Для грунтов, расположенных ниже У.Г.В. данное значение определяется с учётом взвешивающего действия воды.
V1	-расчётное значение угла внутреннего трения грунта для расчёта по 1 предельному состоянию (прочности, несущей способности)(град.).
V2	- нормативное значение угла внутреннего трения грунта для расчёта по 2 предельному состоянию (деформациям) (град.).
C1	- расчётное значение удельного сцепления грунта при расчёте по 1 предельному состоянию (прочности, несущей способности)(кПа).
C2	- нормативное значение удельного сцепления грунта при расчёте по 2 предельному состоянию (деформациям) (кПа).
$E_0$	- модуль общей деформации грунта (кПа).
m	-коэффициент бокового давления грунта (Пуассона).

Плот. напластований	- плотность сложения грунта определяется в зависимости от коэффициента пористости ( $e$ ), модуля общей деформации ( $E_o$ ) и может быть представлена (таб.10 Пособие к СНиП 2.02.01-83) тремя состояниями: - рыхлым (слаб. грунты) $e > 0,7$ ; $E_o < 15$ МПа - сред. плотности $0,6 \leq e \leq 0,7$ ; $15 \leq E_o \leq 22$ МПа - плотным $e < 0,6$ ; $E_o > 22$ МПа
K1, K2	- коэффициенты условий работы, принимаемые по табл.3 СНиП 2.02.01-83.
K	- коэффициент, принимаемый равным: $K=1$ , если прочностные характеристики определены непосредственно испытаниями и $K=1,1$ , если они приняты по табл. 1-3 приложения 1 СНиП 2.02.01-83.

В случае необходимости пользователь программы может использовать помощь при вводе исходных данных (см. рис. 4.1.), которая в доступном и наглядном виде даёт характеристику всех используемых величин.

Для удобства пользователя, данная выходная информация по каждому рассчитываемому объекту формируется в виде таблицы под названием "ГЕОЛОГИЯ" и по желанию может выводиться на печать (см. рис. 4.2.). Данные этой таблицы носят информационный характер и могут видоизменяться если при расчёте фундаментов необходимо рассматривать несколько грунтовых условий при различной толщине напластования отдельных слоёв.

Размерность вводимых величин и характерные пределы их изменения достаточно полно представлены в подпрограмме "Помощь", которая реализуется всякий раз при обращении к ней.

Второй блок вводимой информации предназначен для фундамента и представлен в распечатки в виде таблицы "ДААННЫЕ ПО ФУНДАМЕНТУ N-N" (рис. 4.2.).

Программа позволяет рассчитывать как ленточные, так и столбчатые фундаменты, при этом с экрана дисплея вводятся характеристики, в соответствии с табл. 4.2.

В зависимости от типа фундамента и расчётной схемы нагружения, на экран дисплея выводятся схемы приложения нагрузок на обрез фундамента (см. рис.4.3.). Такое представление результатов ввода позволяет не только проконтролировать правильность вводимых величин, но и, в случае необходимости, их откорректировать (рис. 4.1.).

Таблица 4.2

## Входная информация по фундаменту

Индентификатор	Параметр
1	2
H2	- высота проектируемого фундамента (расстояние от обреза фундамента - до его подошвы, в м).
1	2
H3	- глубина заложения фундамента (расстояние от уровня планировки - до подошвы фундамента, в м).
H4	- глубина подвала (если он проектируется), (расстояние от уровня планировки - до пола подвала, в м).
<b><u>НАГРУЗКИ</u></b>	
<u>N</u>	- вертикальная нагрузка по обрезу фундамента, кН.
<u>QB</u>	- горизонтальная нагрузка в уровне обреза фундамента, действующая вдоль ширины (меньшей стороны) подошвы фундамента, кН.
<u>MB</u>	- изгибающий момент в уровне обреза фундамента, действующий вдоль ширины (меньшей стороны) подошвы фундамента, кН·м.
<u>QL</u>	- горизонтальная нагрузка в уровне обреза фундамента, действующая вдоль длины фундамента, кН.
<u>ML</u>	- изгибающий момент в уровне обреза фундамента, действующий вдоль длины фундамента кН·м.
<i>Отсутствие нагрузки заменяется нулём.</i>	

Выходная информация представлена в распечатке в виде третьей таблицы: "Результаты расчёта" (рис. 4.2.) и представляет наибольший интерес, т.к. даёт возможность по заданной (пользователем) осадке определить необходимые размеры подошвы фундамента.

Работая в диалоговом режиме, пользователь с экрана дисплея задаёт величину осадки, при которой он желает определить размеры фундамента.

Рекомендуется первое значение осадки вводить равное предельной величине для данного типа здания, обычно 8 - 10 см.

Программа по данной команде, используя метод итераций, рассчитывает размеры подошвы фундаментов и рекомендует их пользователю.

Последний, руководствуясь условиями типизации, принимает собственное решение и вводит эти значения с дисплея.

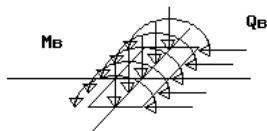
Проверьте введенные данные

---

1. фундамент 1-1 ленточный	
стена наружная	
2. высота фундамента	2 м
3. глубина заложения фундамента	1.65 М
4. глубина подвала	1.4 М
приведенная глубина заложения фундамента	0.29 М
5. нагрузки (N, Q <sub>в</sub> , M <sub>в</sub> , Q <sub>Л</sub> , M <sub>Л</sub> )	300 , 10 , 14 , 0 , 0
(M, Q)	3.41 , 7.15

---

Схема приложения нагрузок на обрез фундамента  
N



ВВЕДИТЕ НОМЕР СТРОКИ, КОТОРУЮ НАДО ИСПРАВИТЬ, ЕСЛИ ВСЕ ВЕРНО, ВВЕДИТЕ - 0

а)

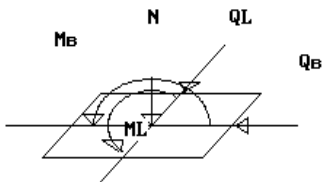
Проверьте введенные данные

---

1. фундамент 2-2 столбчатый	
соотношение сторон N=L/B	1
стена внутренняя	
2. высота фундамента	2.2 м
3. глубина заложения фундамента	1.9 М
4. глубина подвала	0 М
5. нагрузки (N, Q <sub>в</sub> , M <sub>в</sub> , Q <sub>Л</sub> , M <sub>Л</sub> )	500 , 15 , 4 , 10 , 2

---

Схема приложения нагрузок на обрез фундамента



б)

Рис. 4.3. Примеры представления расчётных схем нагрузок на фундамент при вводе данных (программа "NL"); а) – ленточный фундамент; б) - отдельно стоящий (столбчатый) фундамент

По принятым размерам подошвы фундамента вычисляются следующие величины :

$R$  - расчётное сопротивление грунта(кПа);

$P_{п р}$  - предельное сопротивление основания (кПа);

$P_{max}$  - максимальное давление под подошвой фундамента (кПа);

$P_{ср.}$  - среднее давление под подошвой фундамента (кПа);

$S$  - полученная величина осадки фундамента (см);

$K_n$  - коэффициент надёжности принятого решения (см. п. 2.58. СНиП 2.02.01-83).

Подобные вычисления по желанию пользователя могут быть повторены любое количество раз в зависимости от величины задаваемой осадки (в порядке убывания).

После завершения данного расчёта на экране дисплея выводится итоговая таблица трёх основных показателей:

$B$  - ширины подошвы фундамента (м);

$S$  - полученной величины осадки (см);

$K_n$  - коэффициента надёжности принятого решения.

Количество строк в данной таблице определяется числом проведённых расчётов.

Пользователь из данной таблице выбирает удовлетворяющее его решение и, вводя дополнительные величины толщины стены подвала и здания, может получить изображение рассчитанного сечения фундамента на экране. При желании полученный рисунок фундамента распечатывается на принтере.

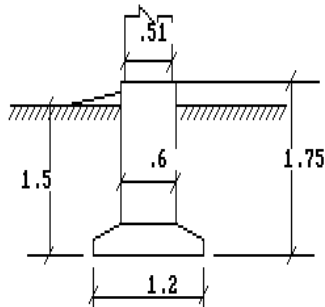
Затем аналогично производится расчёт фундамента под другую нагрузку и для других геологических условий.

#### 4.2.1. Примеры графического представления результатов расчёта

В соответствии с алгоритмом программы (рис. 4.1.), результаты расчёта могут быть представлены в графическом виде. В этом случае, по желанию пользователя, отработывается подпрограмма изображения фундамента, результаты которой, в зависимости от типа проектируемой конструкции, изображены на рис. 4.4.-4.5.

\*\*\*\*\* результаты расчета \*\*\*\*\*

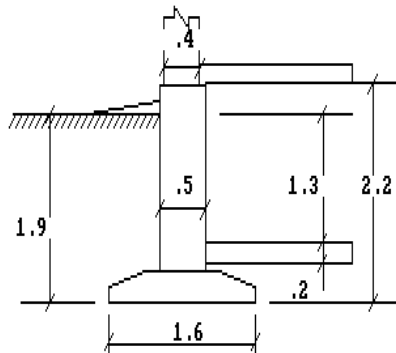
СЕЧЕНИЕ	B	D	T	H2	H3	H4	H6
1-1	1.2	.6	.51	1.75	1.5	0	0



а)

\*\*\*\*\* результаты расчета \*\*\*\*\*

СЕЧЕНИЕ	B	D	T	H2	H3	H4	H6
2-2	1.6	.5	.4	2.2	1.9	1.3	.2

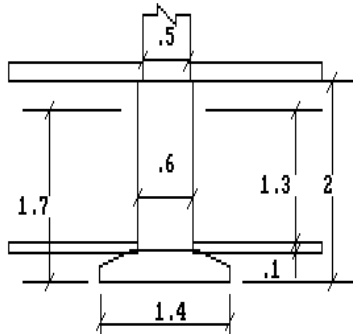


б)

Рис. 4.4. Примеры графического представления результатов расчёта по программе "NL"; а) - ленточный фундамент для здания без подвала; б) - то же для здания с подвалом (наружная стена)

\*\*\*\*\* результаты расчета \*\*\*\*\*

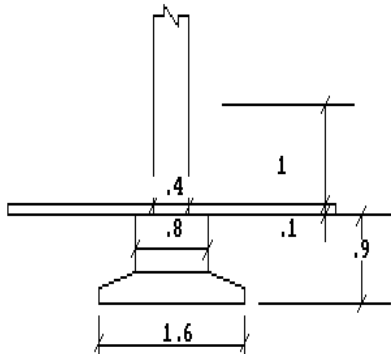
СЕЧЕНИЕ	B	D	T	H2	H3	H4	H6
3-3	1.4	.6	.5	2	1.7	1.3	.1



а)

\*\*\*\*\* результаты расчета \*\*\*\*\*

СЕЧЕНИЕ	B	D	T	H2	H3	H4	H6
4-4	1.6	.8	.4	.9	2	1	.1



б)

Рис. 4.5. Примеры графического представления результатов расчёта по программе "NL"; а) - ленточный фундамент для здания с подвалом (стена внутренняя); б) - фундамент отдельно стоящий под колонну для здания с подвалом (внутренняя ось)

#### 4.3. Анализ результатов машинного счёта по программе "NL"

Данные таблицы "результаты расчёта", полученные в распечатке, (рис. 4.2) позволяют интерпретировать их следующим образом:

1. При средней величине давления меньше расчётного сопротивления грунта,  $P_{ср.} \leq R$  и  $P_{max} \leq 1,2R$  основание работает как линейно деформированная среда.

2. При средней величине давления превышающей расчётное сопротивление грунта,  $P_{ср.} > R$  или  $P_{max} > 1,2R$  основание работает как нелинейно деформируемая среда.

Решение в выборе размеров подошвы фундаментов принимается пользователем исходя из двух критериев:

*1 - полученная осадка такого фундамента не должна превышать предельной, т.е.  $S < S_u$  (условие расчёта основания по деформациям);*

*2 - коэффициент надёжности принятого решения должен быть больше требуемых значений, т.е.  $K_n > (1,10; 1,15; 1,20$  - в зависимости от класса сооружения)(условия расчёта по несущей способности).*

Рассмотрим результаты решения по программе "NL" на примере расчёта фундаментов лесопильного цеха в г. Пустошка Псковской области (приложение 1). На рис. 4.6.; 4.7.; 4.8. представлены довольно типичные графические зависимости  $S_i = S_i(P_i)$  полученные по результатам счёта по данной программе для различных сечений:  $N = 1...5$  и разных поперечных размерах подошвы квадратных фундаментов ( $b_i$ ). Нанесённые зависимости явно носят нелинейный характер, зависящий от проявления пластических свойств грунтов, величины предельного давления на основание. Последние зависят не только от характеристик грунта и размеров фундамента, но и от соотношения расчётных нагрузок на конструкцию. Поэтому кривые  $S_i = S_i(P_i)$  даже при одних и тех же значениях  $b$ , но при различных нагрузках ( $N, Q, M$ ) имеют различное очертание.



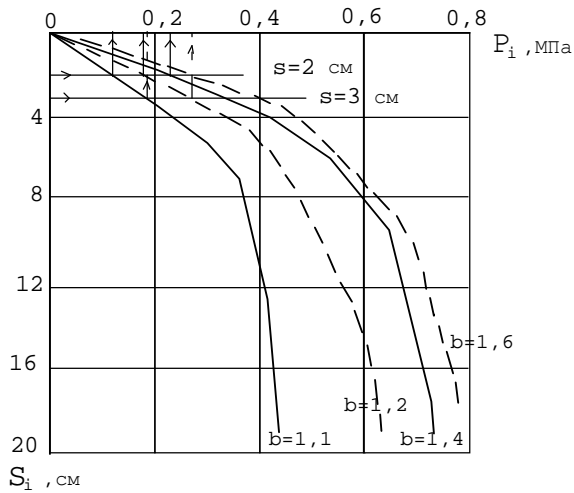


Рис. 4.6. График  $S_i = S_i(P_i)$  результатов счёта по программе "NL", по примеру (приложение 1) для сечения  $N=1$

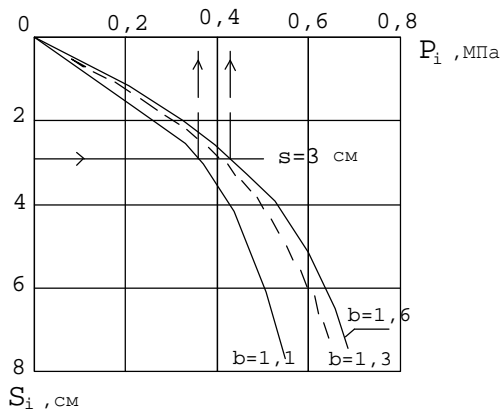


Рис. 4.7. График  $S_i = S_i(P_i)$  результатов счёта по программе "NL", по примеру (приложение 1) для сечения  $N=2$

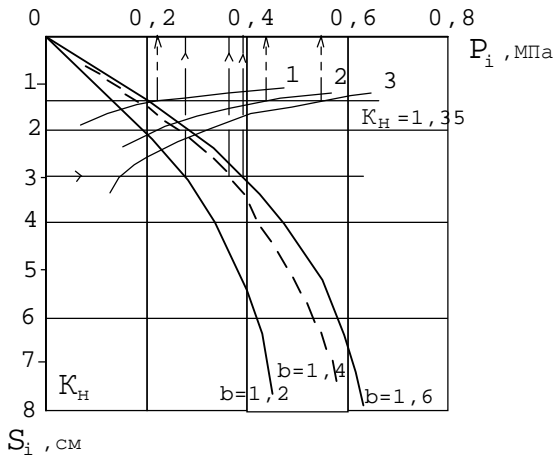


Рис. 4.8. График  $S_i = S_i(P_i)$  результатов счёта по программе "NL", по примеру (приложение 1) для сечения  $N=5$ . 1, 2, 3 - кривые зависимости  $K_H = K_H(P_i)$ , соответственно для  $b=1,2$  м;  $b=1,4$  м;  $b=1,6$  м

Представим более подробно результаты решения по данной программе (рис. 4.2.) для двух отдельно стоящих фундаментов (сеч.3-3 и 4-4). Здание не имеет подвала, фундаменты высотой 1,5 м под колонны квадратного поперечного сечения имеют глубину заложения 1,65 м. Грунтовые условия подробно представлены в табл. №1 "ГЕОЛОГИЯ".

Для сеч. 3-3 имеющего нагрузку по обрезу фундамента в виде нормальной силы  $N=542$  кН, поперечной силы  $QB=3,6$  кН и момента  $MB=35$  кН·м, входные данные представлены в таблице "РЕЗУЛЬТАТЫ РАСЧЁТА". Так при ширине подошвы фундамента 1,6 м будем иметь:

$$P_{cp}=244,72 \text{ кПа}, P_{max}=303,90 \text{ кПа}, R=258,46 \text{ кПа} \text{ (т.е. } P_{cp} < R < P_{max} < 1,2R),$$

что соответствует работе основания как линейно деформируемой среды и условиям расчёта СНиПа. Однако полученная осадка такого фундамента ( $S=1,87$  см) значительно меньше предельной ( $S=8$  см), поэтому, в целях получения более экономичного решения, увеличиваем давление на основание за счёт уменьшения поперечных размеров подошвы фундамента. Так при  $b=1,3$  м будем иметь:

$$P_{cp}=353,71 \text{ кПа}, P_{max}=464,04 \text{ кПа}, R=251,45 \text{ кПа}, P_{np}=901,91 \text{ кПа}$$

Эти условия соответствуют работе основания в нелинейной стадии, а полученная осадка составит  $S=2,3$  см.

Окончательно принимаем фундамент для сеч.3-3 размером  $1,2 \times 1,2$  м при этом осадка составит  $3,1$  см  $< 8$  см (выполняются условия расчёта по деформациям), а коэффициент надёжности  $K_n = \gamma_q = 1,45 > 1,2$  (для зданий 1 класса) (выполняется проверка фундамента по несущей способности).

Для сеч. 4-4 имеющего нагрузку по обрезу фундамента  $N=548$  кН,  $QB=11,7$  кН,  $MB=109$  кН·м, результаты расчёта также представлены на рис.4.2. Анализируя полученные данные аналогично сеч. 3-3, принимаем размеры фундамента  $1,5 \times 1,5$  м; при этом:

$R=256,12$  кПа,  $P_{пр.}=788,83$  кПа,  $P_{max}=501,53$  кПа,  $P_{ср.}=276,56$  кПа

и основание будет работать в нелинейной стадии. Осадка такого фундамента составит  $3,3$  см  $< 8$  см (выполняется условие расчёта по деформациям), а коэффициент надёжности будет равен  $K_n = \gamma_q = 1,42 > 1,2$  (выполняется проверка фундамента по несущей способности). Поскольку оба критерия при окончательном решении в выборе размеров подошвы фундаментов соблюдаются, то принятые размеры считаем вполне обоснованными.

Таким образом, принятые размеры подошв  $1,2 \times 1,2$  м и  $1,5 \times 1,5$  м для двух рассмотренных фундаментов (сеч. 3-3 и сеч. 4-4) определены в соответствии с методикой расчёта данных конструкций по заданной осадке (упругопластическое основание), которая для первого фундамента составит  $3,1$  см, а для второго  $3,3$  см. Практически одинаковая конечная осадка для обоих фундаментов будет способствовать созданию благоприятных условий работы надземных конструкций здания и поэтому наиболее желательна.

Следует отметить, что для зданий 2 класса в соответствии со СНИП 2.02.01-83, коэффициент надёжности должен быть  $K_n \geq 1,15$ ; для этого случая в рассмотренном примере будут соответствовать фундаменты с шириной подошвы  $1,1$  м для сечения 3-3 и  $1,4$  м для расчётного сечения 4-4, которые соответственно получают осадки  $5$  см и  $5,1$  см (см. рис.4.2.).

Запроектированные окончательные размеры подошвы фундаментов имеют существенно меньшие величины по сравнению с условиями расчёта по СНИП (для сеч. 3-3:  $1,6 \times 1,6$  м, для сеч. 4-4:  $1,9 \times 1,9$  м). Это сокращение составит соответственно  $25\%$  и  $21\%$  (для зданий 1 класса) и

31%-26% (для зданий 2 класса), что и позволит создать прямой экономический эффект по проектируемому сооружению.

Для остальных рассчитанных сечений рассматриваемого объекта, поток выходной информации при счёте по программе "NL" в соответствии с методикой § 3.3., легко представить в виде кривых напряжений  $P_i = P_i(b_i)$  для различных сечений  $N$  фундаментов (рис.4.9.; 4.10.; 4.11.). Полученные кривые следует рассматривать совместно с графиками на рис. 4.6.; 4.7.; 4.8., на которых по заданным величинам осадок определяем давления под подошвой фундаментов (см. стрелочную идентификацию). Найденные значения давлений  $P_i$  для фундаментов с различной шириной подошвы  $b_i$ , при одной и той же величине осадки  $S_i$  наносим на графики  $P_i = P_i(b_i)$ , для соответствующих сечений. Точки пересечения данных кривых при  $S_i = \text{const}$  с кривыми давлений определяют необходимые или требуемые размеры фундамента.

Таким образом требуемые размеры фундамента находятся через заданные величины допустимых осадок для данного вида сооружения. При анализе графиков  $P_i = P_i(b_i)$  (результатов решений) нетрудно определить величины одинаковых осадок, характерных для всех рассматриваемых сечений. Очевидно, что одинаковая осадка рассчитываемых фундаментов, не вызовет дополнительных напряжений в надземных конструкциях здания, и поэтому наиболее желательна.

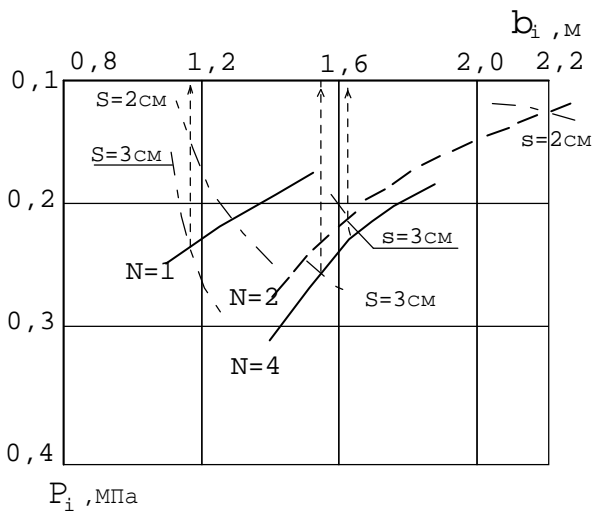


Рис. 4.9. График  $P_i = P_i(b_i)$  результатов счёта по программе "NL", по примеру (приложение 1) для сечений  $N=1, 2, 4$

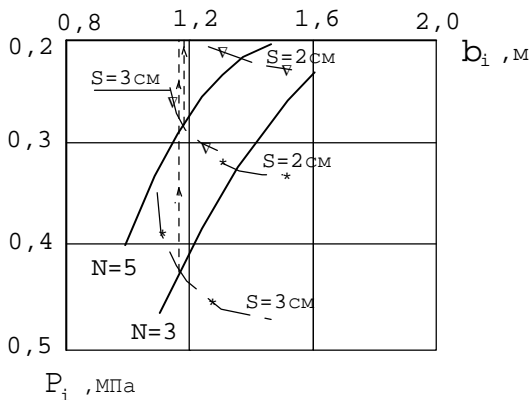


Рис. 4.10. График  $P_i = P_i(b_i)$  результатов счёта по программе "NL", по примеру (приложение 1) для сечений  $N=3, 5$

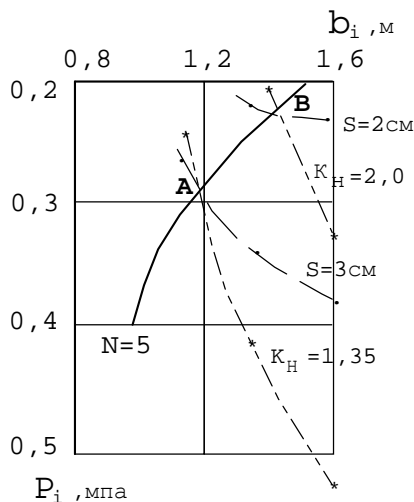


Рис. 4.11. Графическое представление результатов решения по программе "NL" в определении ширины подошвы фундамента  $b_f$  по заданному коэффициенту надёжности ( $K_H$ ) для сечения  $N=5$  (приложение 1)

Для условий рассматриваемого примера, осадка фундамента в 3 см характерна для всех сечений, а также вполне допустима для данного сооружения (СНиП 2.02.01-83), поэтому эту величину берём в качестве исходной (см. стрелочную идентификацию на рис. 4.9 и 4.10). Полученные в результате размеры подошвы фундаментов заносим в таблицу 4.3. (столбец 2).

Требуемые величины подошвы фундаментов, соответствующие осадки  $S_f = 3 \text{ см}$ , будут определять пять типов размеров. В целях снижения типов фундаментов, проводим типизацию - т.е. уменьшаем количество размеров принятых фундаментов до трёх (см. столбец 3, табл. 4.3.), а затем проверяем условие допустимости относительной разности осадок рядом стоящих фундаментов.

Таблица 4.3

**Сопоставление результатов расчёта с традиционной методикой по СНиП для здания лесопильного цеха**

№ сечения	Требуем размер подошвы фундам. $b_{тp}$ , м	Принят. размеры подошв. фундам. $b_{тp}^T$ , м	Осадка фундам. $S$ см	Среднее давлен. $P_i$ МПа	Размер фундам. по СНиП $b_R$ , м	$\frac{b_R - b_{тp}^m}{b_R} \%$	Кэфф. надёжности $K_n$
1	2	3	4	5	6	7	8
1-1	1,16	1,20	2,8	0,255	1,30	7,6	1,39
2-2	1,62	1,70	2,7	0,205	1,90	10,5	1,62
3-3	1,18	1,20	3,1	0,409	1,60	25,0	1,45
4-4	1,54	1,50	3,3	0,276	1,90	21,0	1,42
5-5	1,19	1,20	3,1	0,287	1,40	14,3	1,35

Абсолютную осадку рассмотренных фундаментов, найденных путём интерполяции на рис. 4.9. и 4.10., заносим в столбец 4 табл. 4.3.

Для сеч. 5-5 (рис. 4.8.) дополнительно представлены кривые 1,2,3, показывающие изменение коэффициента надёжности  $K_n$  для фундаментов с шириной подошвы соответственно 1,2; 1,4; 1,6 м. Такая интерпретация результатов решения, позволяет по заданному коэффициенту надёжности (в примере  $K_n = 1,35$ ), по графикам  $K_n = K_n(P_i)$ , для фундаментов с различной шириной подошвы, найти величины давлений  $P_i$  (см. стрелочную идентификацию на рис. 4.8.). Найденные величины давлений  $P_i$ , соответствующие  $b=1,2;1,4;1,6$  м откладываем в координатах  $P_i = P_i(b_i)$  (рис. 4.11.) и получаем кривую с  $K_n = 1,35$ .

Пересечение данной кривой с кривой давления от внешних воздействий ( $N=5$ , сечен. 5-5) определит ширину подошвы фундамента, обладающего заданным коэффициентом надёжности (т. А на рис. 4.11.). В результате фундамент для сеч. 5-5 с шириной подошвы в 1,2 м будет иметь осадку  $S=3,1$  см (расчёт по деформациям), а коэффициент надёжности данного решения составит  $K_n = 1,35$  (расчёт по несущей способности). Проводя аналогичные построения для  $K_n = 2,0$ , получим точку В, соответствующую ширине подошвы фундамента 1,4 м и осадку 1,84 см. Оба эти решения достаточно подробно представлены в распечатках программы "NL" (табл. "Результаты расчёта" см. рис. 4.2.).

Таким образом, решать поставленную задачу можно через величину задаваемой осадки (расчёт по деформациям) или устанавливая коэффициент надёжности (расчёт по несущей способности). Оба реше-

ния одновременно проводятся в программном комплексе (рис. 4.2.) и пользователю остаётся лишь выбрать приоритет того или иного критерия.

Обычно для фундаментов реконструируемых зданий наиболее важно знать коэффициент надёжности, а для проектируемых фундаментов, как в нашем примере, основным критерием расчёта является выравнивание осадок проектируемых конструкций. В этом случае необходимо определять не только абсолютную осадку, но и относительную разность осадок, которую для условий рассматриваемой задачи (приложение 1), принимаем 0,002.

Тогда для фундаментов расположенных на близком расстоянии друг от друга, получим:

$$\text{СЕЧ. } \left\{ \begin{array}{l} 1 - 1 \\ 2 - 2 \end{array} \right\} \Delta S / L = (2,8 - 2,7) / 600 = 0,0001 < 0,002.$$

$$\text{СЕЧ. } \left\{ \begin{array}{l} 2 - 2 \\ 3 - 3 \end{array} \right\} \Delta S / L = (3,1 - 2,7) / 600 = 0,0007 < 0,002.$$

$$\text{СЕЧ. } \left\{ \begin{array}{l} 3 - 3 \\ 4 - 4 \end{array} \right\} \Delta S / L = (3,3 - 3,1) / 600 = 0,0003 < 0,002.$$

$$\text{СЕЧ. } \left\{ \begin{array}{l} 4 - 4 \\ 5 - 5 \end{array} \right\} \Delta S / L = (3,3 - 3,1) / 600 = 0,0003 < 0,002.$$

Все значения относительных разностей осадок меньше предельных деформаций и поэтому принятые размеры подошвы фундаментов можно считать обоснованными. (Расчёт учитывает предельно допустимые деформации данного сооружения). Следует подчеркнуть, что данная методика основывается также на определении предельного давления на основание, т.е. на расчёте основания по несущей способности, т.к. графики  $S_i = S_i(P_i)$  построены исходя из значений  $P_{пр}$  для каждого рассчитываемого фундамента. Фактическое же давление под подошвой принятых фундаментов (столбец 5 в табл. 4.3.) имеет коэффициент запаса прочности (столбец 8)  $K_n = \gamma_q = 1,35 - 1,62$  (формула 3.16).

Таким образом предлагаемый метод расчёта фундаментов по заданной осадке, учитывает несущую способность основания, деформации данного сооружения и позволяет проектировать фундаменты исходя из предельных значений относительной разности осадок для рассматриваемых зданий (сооружений).



Для сравнения, результаты расчётов фундаментов для данного объекта по традиционной методике, изложенной в СНиП 2.02.01-83, заносим в столбец 6 табл. 4.3. Следующий столбец 7 данной таблицы показывает уменьшение в процентном отношении принятых размеров подошвы фундаментов по сравнению с фундаментами рассчитанными по СНиП. Из результатов сопоставления видно, что разработанный метод расчёта позволяет в данном случае от 7,6 до 25% или на 10-40 см уменьшить стороны подошвы квадратных фундаментов под отдельно стоящие колонны и таким образом создать экономический эффект по данному сооружению.

Очевидно, что для каждого из рассматриваемых объектов экономический эффект в зависимости от свойств оснований, условий нагружения, характеристик фундаментов, будет иметь своё значение (см. главу 5).

Проведённые расчёты с использованием рассмотренной методики, обладают следующими основными достоинствами:

1. Данная программа позволяет все фундаменты здания проектировать по одинаковой заданной осадке; найденные таким образом размеры подошвы фундаментов дают возможность избежать неравномерной осадки здания и создают наиболее благоприятные условия для работы надземных конструкций сооружений.

2. Проектирование фундаментов по деформациям (2 предельное состояние) с проверкой их несущей способности (1 предельное состояние) позволяет получать экономически рациональные и надёжные фундаменты для промышленного и гражданского строительства.

3. Экономическая эффективность данного метода расчёта, зависящая от физико-механических свойств грунтов, условий нагружения, определяется для каждого проектируемого сооружения индивидуально и складывается из низкой материалоемкости рассчитываемых конструкций, а также сокращения трудозатрат и сроков строительства объектов.

## ГЛАВА 5. РЕАЛИЗАЦИЯ ПРЕДЛАГАЕМОГО МЕТОДА РАСЧЁТА

Методика расчёта фундаментов на упругопластическом деформируемом основании, подробно рассмотренная в предыдущих главах, широко использовалась при проектировании и реконструкции сооружений в г. Пскове и районах Псковской области.

Работы проводились в тесном содружестве с отделом изысканий Псковского института "Агропромпроект", который занимался отбором монолитов грунта с площадок, предназначенных для возведения проектируемых зданий. Привезённые образцы грунта испытывались в лаборатории механики грунтов кафедры строительной механики Псковского политехнического института Санкт-Петербургского государственного технического университета (ППИ СПбГТУ) и с учётом действующих нагрузок и свойств грунтов производился расчёт фундаментов. Основные вычисления выполнялись на персональном компьютере с использованием программного обеспечения, рассмотренного в главе 4.

### 5.1. Примеры расчёта фундаментов зданий

Рассмотрим подробно методику расчёта на примере нескольких сооружений.

18 кв. жилой дом в пос. "Струги Красные", Псковской области представляет собой многоэтажное бескаркасное здание с несущими стенами из кирпичной кладки без армирования. Под стены предусмотрены ленточные фундаменты глубиной заложения 1,4 м от планировочной отметки. Согласно рекомендаций СНиП 2.02.01-83, максимальная предельная абсолютная осадка подобных сооружений составляет 10 см, а предельная относительная разность осадок - 0,002.

На плане фундаментов (см. приложение 2) все отмеченные расчётные сечения приведены к наиболее характерным 1-1,(3-3),2-2,(6-6),5-5, нагруженные в уровне обреза фундаментов только нормальной силой. Под всем зданием располагается подвал.

Инженерно-геологическими изысканиями (по данным Псковского отделения Лентисиза) был определён характер напластования грунтов (приложение 2). При этом грунты имеют следующие наименования и характеристики: 1 - торф (линзами); 2 - почвенно-растительный слой (0,4 м - толщиной); 3 - песок мелкий водонасыщенный с  $\gamma=17,7 \text{ кН/м}^3$ ;  $e=0,75$ ;  $W=0,167$ ;  $\phi=28^\circ$ ;  $c=1 \text{ кПа}$ ;  $E_0=18 \text{ МПа}$ ;  $R_0=0,2 \text{ МПа}$ ;

4 - песок средней крупности с  $e = 0,70$ ;  $\varphi = 35^\circ$ ;  $W = 0,195$ ;  $E_0=30$  МПа;  $R_0=0,4$  МПа;

5 - супесь ледниковая с  $\gamma=21,7$  кН/м<sup>3</sup>;  $e=0,41$ ;  $W=0,192$ ;  $\varphi=30^\circ$ ;  $c=15$  кПа;  $E_0=65$  МПа;  $R_0=0,3$  МПа.

Уровень грунтовых вод был отмечен на глубине 0,6-0,8 м, следовательно, песок находился во взвешенном состоянии.

При расчёте фундаментов с учётом упругопластической работы грунта или по величине заданной осадке, рассматривалось основание двух типов: однородное (подошва фундамента находится в слое супеси) и двухслойное (песок подстилаемый супесью). В том и другом случае расчёт может производиться либо на ЭВМ по программе "NL", либо вручну с использованием методики, изложенной в § 3.3.

Результаты вычислений на компьютере, представленные в виде распечаток (рис. 5.1-5.4), дают возможность определить необходимые размеры фундаментов с минимальной разностью осадок между ними. Для наглядности данные расчёта оформлены в виде графических зависимостей  $S_i = S_i(P_i)$  (рис. 5.5 и 5.6). На рис. 5.5 графики рассчитанной величины осадки  $S_i$  от прикладываемого давления  $P_i$  по подошве фундамента, представлены для однородного основания - супеси (см. характеристики грунта в табл. "Геология" на рис. 5.1). На данном рисунке кривые 1,2,3,4,5 обозначают рассчитанные зависимости для фундаментов с шириной подошвы  $b=0,5$  м;  $b=0,6$  м;  $b=0,8$  м;  $b=1,0$  м и  $b=1,2$  м. Такие грунтовые условия (см. геологический разрез в приложении 2) соответствуют средней части здания в осях 5 - 9.

Другая часть здания в осях 1 - 5, опирается на двухслойное основание (песок мелкий, супесь). Это условие учтено на рис. 5.6 при построении графиков  $S_i = S_i(P_i)$ , где кривые 1,2,3,4,5 представляют данные зависимости для фундаментов с шириной подошвы, соответственно  $b=0,5$  м;  $b=0,6$  м;  $b=0,8$  м;  $b=1,0$  м; и  $b=1,2$  м.

Сопоставление рис. 5.5 и 5.6, показывает, что изменение геологических условий оказывает существенное влияние не только на величину предельного давления на грунт основания, но позволяет одновременно проследить и за изменением криволинейных зависимостей  $S_i = S_i(P_i)$ , построенных по методике автора (см. гл. 3), при работе основания как в линейно-деформируемой, так и упругопластической стадии нагружения.

Распечатки программного решения, полученные в табл. "Результаты расчёта", для большей наглядности можно представить графическими за-

висимостями  $P_i = P_i(b_i)$  (рис. 5.7), где цифрами 1-1, 2-2 и т.д. обозначены расчётные сечения по фундаментам при различных сочетаниях нагрузки (см. приложение 2). При однородном напластовании грунтов (рис. 5.7а) (основание-супесь), для расчётных сечений 3-3 и 5-5 по одинаковой осадке  $S=0,6$  см нетрудно определить требуемые размеры ширины подошвы ленточных фундаментов, которые составят, соответственно 0,56 м и 0,82 м. Однако, в целях типизации, принимаем размеры этих фундаментов  $b_{3-3} = 0,6$  м и  $b_{5-5} = 1,2$  м, тогда их абсолютные осадки составят, соответственно  $S_{3-3}=0,58$  см и  $S_{5-5}=0,51$  см, при давлениях  $P_i=0,238$  МПа и  $P_i=0,156$  МПа. Результаты этих и подобных вычислений для других расчётных сечений заносим в табл. 5.1.

Следует отметить, что для расчётного сечения 6-6 (рис. 5.7а) увеличение ширины подошвы фундамента с 0,5 м до 2,0 м уменьшает величину абсолютной осадки лишь на 13 мм (с 0,38 см до 0,25 см) (рис. 5.1), что является мало существенным фактором и поэтому увеличение ширины подошвы в этом случае не эффективно.

Следовательно, принимаем минимальную ширину подошвы ленточного фундамента  $b=0,5$  м для сечения 6-6, соответствующую осадке  $S=0,38$  см.

```
##### #
# программа определения ширины подошвы фундамента по заданной осадке #
# автор к.т.н., доцент С.И.Алексеев #
# ППИ СПбГТУ, кафедра СМ #
##### #
```

18 кв. ж. дом п. "Струги Красные", Псковской области

\*\*\*\*\* Геология \*\*\*\*\*

№ сл.	мошн. Н	уд. вес		прочностные х-ки				деформ. х-ки			коэффициент		
		$\gamma_1$	$\gamma_2$	$\phi_1$	$\phi_2$	C1	C2	$E_0$	m	плотн	K1	K2	K
1	1.4	9.5	9.7	25	28	0	1	18000	0.3	ср.пл	1.3	1.2	1
2	10	21	21.7	26	30	10	15	65000	0.3	плот.	1.2	1	1

\*\*\*\*\* ДАННЫЕ ПО ФУНДАМЕНТУ 6-6 \*\*\*\*\*

1. фундамент 6-6 ленточный  
стена наружная
2. высота фундамента 1.8 м
3. глубина заложения фундамента 1.4 м
4. глубина подвала 0.84 м  
приведённая глубина заложения фундамента 0.69 м

5. нагрузки ( $N, Q_B, M_B, Q_L, M_L$ ) 68, 0, 0, 0, 0  
 (M, Q) 0.80, 2.20

\*\*\*\*\* результаты расчёта \*\*\*\*\*

заданная осадка см	принятая ширина подошвы фундам. В, м	расчётн. сопрот. R КПа	предельн сопротив Rпр КПа	максим. давление под подошв. КПа	среднее давление под подошв. КПа	получен. осадка S см	коэффиц. надёжно-сти Кн
.4	.5	373.86	355.50	179.04	159.80	0.38	1.79
.4	.6	376.97	350.25	150.49	137.13	0.35	2.21
.3	.7	380.08	385.00	130.76	120.94	0.32	2.65
0.3	.8	383.19	399.74	116.32	108.80	0.31	3.09
.3	.9	386.30	414.48	105.29	99.36	0.30	3.54
.29	1	389.41	429.21	96.61	91.80	0.29	4.00
.28	1.1	392.52	443.95	89.59	85.62	0.28	4.46
0.27	1.2	395.63	458.67	83.81	80.47	0.27	4.93

Рис. 5.1. Результаты решений по программе "NL" (18 кв. ж.дом), при одно-родном основании - супеси, для сечения 6-6

\*\*\*\*\* ДАННЫЕ ПО ФУНДАМЕНТУ 3-3 \*\*\*\*\*

1. фундамент 3-3 ленточный  
стена наружная
2. высота фундамента 1.8 м
3. глубина заложения фундамента 1.4 м
4. глубина подвала 0.84 м  
приведённая глубина заложения фундамента 0.69 м
5. нагрузки ( $N, Q_B, M_B, Q_L, M_L$ ) 129, 0, 0, 0, 0  
(M, Q) 0.80, 2.20

\*\*\*\*\* результаты расчёта \*\*\*\*\*

заданная осадка см	принятая ширина подошвы фундам. В, м	расчётн. сопрот. R КПа	предельн сопротив Rпр КПа	максим. давление под подошв. КПа	среднее давление под подошв. КПа	получен. осадка S см	коэффиц. надёжно-сти Кн
.6	.5	373.86	358.80	301.04	281.80	0.63	1.07
.6	.6	376.97	373.44	252.16	238.80	0.58	1.33
.55	.7	380.08	388.08	217.90	208.09	.54	1.60
.5	.8	383.19	402.72	192.57	185.05	.51	1.88
.5	.9	386.30	417.37	173.07	167.13	.49	2.17

\*\*\*\*\* ДАННЫЕ ПО ФУНДАМЕНТУ 5-5 \*\*\*\*\*

1. фундамент 5-5 ленточный

- стена наружная  
 2. высота фундамента 1.18 м  
 3. глубина заложения фундамента 1.4 м  
 4. глубина подвала 0.84 м  
 приведённая глубина заложения фундамента 0.69 м  
 5. нагрузки (N, Q<sub>B</sub>, M<sub>B</sub>, Q<sub>L</sub>, M<sub>L</sub>) 159, 0, 0, 0, 0

\*\*\*\*\* **результаты расчёта** \*\*\*\*\*

заданная осадка см	принятая ширина подошвы фундам. В, м	расчётн. сопрот. R КПа	предельн сопротив R <sub>пр</sub> КПа	максим. давление под подш. КПа	среднее давление под подш. КПа	получен. осадка S см	коэффиц. надёжно-сти Кн
.7	.6	376.97	378.16	288.80	288.80	0.66	1.18
.6	.8	383.19	407.51	222.55	222.55	0.59	1.65
.5	1	389.41	436.85	182.80	182.80	0.54	2.15
.5	1.2	395.63	466.19	156.30	156.30	0.51	2.68

Рис. 5.2. Распечатки программного решения (18 кв. ж. дом), при однородном основании - супеси, для сечений 3 - 3 и 5 - 5

##### #  
 # программа определения ширины подошвы фундамента по заданной осадке #  
 # автор к.т.н., доцент С.И.Алексеев #  
 # ППИ СПбГТУ, кафедра СМ #  
 ##### #

18 кв. ж. дом п. "Струги Красные", Псковской области

\*\*\*\* Геология \*\*\*\*

№ сл.	мощн. Н	уд. вес		прочностные х-ки				деформ. х-ки			коэффициент		
		$\gamma_1$	$\gamma_2$	$\phi_1$	$\phi_2$	C1	C2	$E_0$	m	плотн	K1	K2	K
1	2.9	9.5	9.7	25	28	0	1	18000	0.3	ср.пл	1.3	1.2	1
2	10	21	21.7	26	30	10	15	65000	0.3	плот.	1.2	1	1

\*\*\*\* ДАННЫЕ ПО ФУНДАМЕНТУ 2-2 \*\*\*\*

1. фундамент 2-2 ленточный  
стена наружная
2. высота фундамента 1.8 м
3. глубина заложения фундамента 1.4 м
4. глубина подвала 0.84 м  
приведённая глубина заложения фундамента 0.69 м
5. нагрузки (N, Q<sub>B</sub>, M<sub>B</sub>, Q<sub>L</sub>, M<sub>L</sub>) 68, 0, 0, 0, 0  
(M, Q) 0.87, 2.38

\*\*\*\*\* результаты расчёта \*\*\*\*\*

заданная осадка см	принятая ширина подошвы фундам. В, м	расчётн. сопротив. R КПа	предельн сопротив R <sub>пр</sub> КПа	максим. давление под подошв. КПа	среднее давление под подошв. КПа	получен. осадка S см	коэффиц. надёжно-сти Кн
1	.8	125.08	127.08	116.94	108.80	1.12	0.98
1	1	128.06	188.84	97.01	91.80	1.04	1.75
1	1.2	131.03	239.77	84.08	80.47	0.99	2.57
.95	1.5	135.50	305.37	71.45	69.13	0.94	3.85
0.9	2	142.94	400.35	59.10	57.80	0.90	6.10

Рис. 5.3. Результаты решений по программе "NL" (18 кв. ж. дом), при двух-слойном основании (песок, супесь), для сечения 2-2

\*\*\*\*\* ДАННЫЕ ПО ФУНДАМЕНТУ 1-1 \*\*\*\*\*

1. фундамент 1-1 ленточный  
стена наружная
2. высота фундамента 1.8 м
3. глубина заложения фундамента 1.4 м
4. глубина подвала 0.84 м  
приведённая глубина заложения фундамента 0.69 м
5. нагрузки (N, Q<sub>B</sub>, M<sub>B</sub>, Q<sub>L</sub>, M<sub>L</sub>) 129, 0, 0, 0, 0  
(M, Q) 0.87, 2.38

\*\*\*\*\* результаты расчёта \*\*\*\*\*

заданная осадка см	принятая ширина подошвы фундам. В, м	расчётн. сопротив. R КПа	предельн сопротив R <sub>пр</sub> КПа	максим. давление под подошв. КПа	среднее давление под подошв. КПа	получен. осадка S см	коэффици. надёжно-сти Кн
2	1	128.06	189.78	158.01	152.80	1.91	1.08
1.7	1.1	129.54	216.18	145.38	141.07	1.66	1.34
1.6	1.2	131.03	240.63	134.92	131.30	1.58	1.61
1.5	1.5	135.50	306.14	112.12	109.80	1.47	2.46
1.4	2	142.94	401.00	89.60	88.30	1.36	4.03

\*\*\*\*\* ДАННЫЕ ПО ФУНДАМЕНТУ 5-5 \*\*\*\*\*

1. фундамент 5-5 ленточный  
стена наружная
2. высота фундамента 1.18 м
3. глубина заложения фундамента 1.4 м
4. глубина подвала 0.84 м  
приведённая глубина заложения фундамента 0.69 м
5. нагрузки (N, Q<sub>B</sub>, M<sub>B</sub>, Q<sub>L</sub>, M<sub>L</sub>) 159, 0, 0, 0, 0

\*\*\*\*\* результаты расчёта \*\*\*\*\*

заданная осадка см	принятая ширина подошвы фундам. В, м	расчётн. сопротив. R КПа	предельн сопротив R <sub>пр</sub> КПа	максим. давление под подошв. КПа	среднее давление под подошв. КПа	получен. осадка S см	коэффици. надёжно-сти Кн
3	1	128.06	191.20	182.80	182.80	2.83	0.94
2	1.1	129.54	217.57	168.35	168.35	2.06	1.16
1.8	1.2	131.03	241.99	156.30	156.30	1.83	1.39
1.7	1.4	143.01	186.65	137.37	137.37	1.73	1.88
1.7	1.5	135.50	307.45	129.80	129.80	1.70	2.13

Рис. 5.4. Результаты программного решения (18 кв. ж. дом), при двухслойном основании (песок, супесь), для сечений 1-1 и 5-5



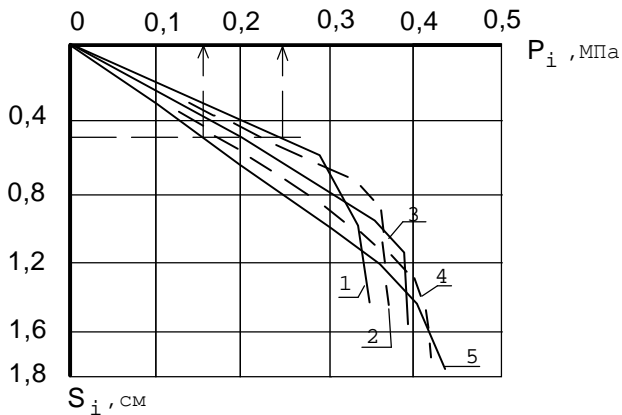


Рис.5.5. Графики  $S_i = S_i(P_i)$  осадки фундаментов на однородном основании из супеси (18 кв. жилой дом в п. "Струги Красные" Псковской области). 1 - для  $b=0,5$  м; 2 - для  $b=0,6$  м; 3 - для  $b=0,8$  м; 4 - для  $b=1,0$  м; 5 - для  $b=1,2$  м

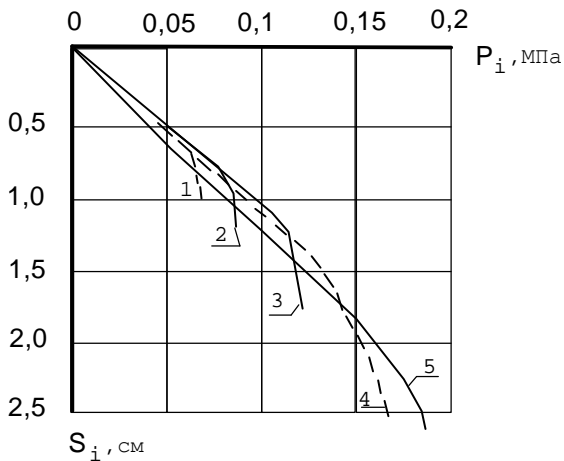


Рис.5.6. Графики  $S_i = S_i(P_i)$  осадки фундаментов на двухслойном основании (песок мелкий, супесь) (18 кв. жилой дом в п. "Струги Красные" Псковской области). 1 - для  $b=0,5$  м; 2 - для  $b=0,6$  м; 3 - для  $b=0,8$  м; 4 - для  $b=1,0$  м; 5 - для  $b=1,2$  м

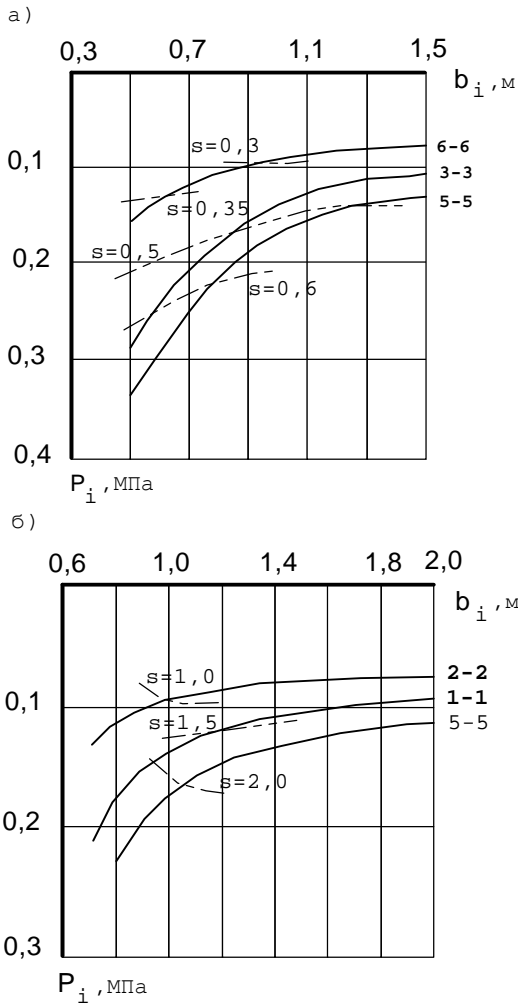


Таблица 5.1

**Сопоставление результатов расчёта с традиционной методикой по СНиП для здания 18 кв. жилого дома**

№ сечения	Требуем. размер подошвы фундам. $b_{тр}^T$ , м	Принят. размеры подошвы фундам. $b_{тр}^T$ , м	Осадка фундамен. $S$ см	Среднее давление $P_i$ МПа	Размер фундамен по СНиП $b_R$ , м	$b_R \cdot b_{тр}^T$ -----% $b_R$
1	2	3	4	5	6	7
Для однородного основания из супеси						
6-6	0,4	0,5	0,38	0,160	0,6	16,7
3-3	0,56	0,6	0,58	0,238	0,6	0
5-5	0,82	1,2	0,51	0,156	2,0	66,6
Для двухслойного основания (песок мел.-супесь)						
1-1	1,3	1,2	1,58	0,131	1,6	25,0
2-2	1,1	1,0	1,04	0,091	1,0	0
5-5	2,0	1,2	1,83	0,156	2,0	66,6

Для фундаментов здания, опирающихся на двухслойное основание (рис. 5.7б), осадки несколько больше по сравнению с предыдущим решением, это объясняется тем, что несущим слоем в данном случае является мелкий песок с  $E_0=18$  МПа, находящийся во взвешенном состоянии. Сечения 1-1 и 5-5 с шириной подошвы 1,2 м получают осадку, соответственно  $S_1=1,58$  см и  $S_{5,5}=1,83$  см.

Типизация размеров подошвы фундаментов проводилась с учётом уменьшения разности осадок, при этом критерием являлась величина относительной разности осадки фундамента, которая не должна превышать  $(\Delta S / L)_u = 0,002$ .

Это условие проверялось для различных сечений фундаментов, расположенных на близком расстоянии друг от друга (см. приложение 3).

Сеч. 3-3 и 5-5

$$\Delta S / L = (0,58 - 0,51) / 600 = 0,0001 < 0,002$$

Сеч. 1-1 и 5-5

$$\Delta S / L = (1,83 - 1,58) / 600 = 0,0004 < 0,002.$$

Окончательные размеры подошвы фундамента (столбец 3 табл. 5.1) берём по критерию  $\Delta S / L$ . Тогда, для принятых размеров фундамен-

тов, давления под подошвой будут соответствовать величинам в столбце 5 данной таблицы.

Размеры подошвы фундаментов, найденные по традиционной методике СНиП 2.02.01-83 и рассчитанные Псковским институтом "Агропромпроект", представлены в столбце 6, табл. 5.1.

В колонку 7 таблицы занесены уменьшения (в процентном отношении), размеров подошвы фундаментов, рассчитанных по предлагаемой методике по сравнению с традиционным методом. Из сопоставления результатов расчёта видно, что разработанный метод позволяет для данного сооружения уменьшить размеры фундаментов, примерно на 21 %, а в некоторых сечениях более 50% (сечение 5-5). Эти же данные показывают, что фундаменты запроектированы с достаточным запасом прочности как по деформациям (средняя осадка, равная 1,0 см значительно меньше предельно допустимой, равной 10 см), так и по прочности (коэффициент надёжности данных решений составляет от 1,33 до 2,68)(см. рис. 5.1 - 5.4).

Кроме того, результаты расчётов показывают, что деформации однородного основания из супеси и двухслойного (мелкий песок, супесь) значительно отличаются (см. табл. 5.1, столбец 3). Поэтому при возведении сооружения необходимо предусмотреть осадочный шов по оси 5-5 (см. приложение 3).

Другой объект школы в колхозе "Революция", Стругокрасненского района Псковской области представляет собой многоэтажное бескаркасное здание с несущими стенами из кирпичной кладки без армирования. Под стены предусмотрены ленточные фундаменты с глубиной заложения 2,0 м от планировочной отметки. Согласно рекомендаций СНиП средняя максимальная предельная осадка подобных сооружений составляет 10 см, а предельная относительная разность осадок - 0,002.

На плане фундаментов (приложение 2) можно выделить следующие наиболее характерные сечения, различающиеся видом нагрузки (по данным Псковского института "Агропромпроект"): 1-1, 2-2, 3-3, 4-4, 5-5, 7-7, 8-8, 9-9, 11-11. Каждое сечение испытывает только центральное нагружение. По проекту подвал в школе не предусмотрен.

Инженерно-геологическими изысканиями (по данным Псковского отделения Лентисиза) был установлен следующий характер напластования грунтов (приложение 2): 1 - с поверхности грунта до глубины 0,2-0,3 м всеми скважинами вскрыт почвенно-растительный слой; 2 - скважиной 2281 ниже почвенно-растительного слоя был вскрыт слой песка пылеватого мощностью 1,6 м, далее песок крупный с гравием мощно-

стью 0,9 м, ниже песок гравийный мощностью 1,5 м, затем снова песок крупный мощностью 1,5 м, далее песок гравийный мощностью 1,3 м. Скважиной 3391 были вскрыты слои песков (сверху вниз): средней крупности мощностью 1,3 м, гравелистого мощностью 3,0 м, гравийного мощностью 3,3 м ниже этих слоёв супесь твёрдая. Скважиной 2280 были вскрыты песок мелкий мощностью 1,3 м и песок крупный с гравием мощностью более 7 м. Скважиной 340 были вскрыты сверху вниз слои: песок гравелистый мощностью 1,7 м, далее песок пылеватый мощностью 0,7 м, супесь твёрдая мощностью 2,1 м и песок пылеватый мощностью более 5 м.

Уровень грунтовых вод был зарегистрирован на отметке 4,0-4,5 м ниже поверхности грунта.

За отметку  $\pm 0,00$  принята отметка чистого пола 1 этажа, которая соответствует абсолютной отметке 48,00. Таким образом основанием фундаментов фактически являются пески крупные, гравелистые и гравийные.

Согласно данным Псковского отделения "Лентисиза", пески крупные, гравелистые и гравийные характеризуются одинаковыми показателями:

$$\gamma=17,7 \text{ кН/м}^3; \varphi=32^\circ; c=0; E_0=22 \text{ МПа}; e=0,64; R_0=0,5 \text{ МПа}.$$

Анализ инженерно-геологических условий с выделением инженерно-геологического элемента позволил предположить, что основание фундаментов сооружения является однородным, состоящим из песков крупных, гравелистых и гравийных. Исходя из этих условий и осуществлялся расчёт фундаментов.

По результатам расчётов, выполненных по программе "NL", представлялось возможным проследить за деформациями фундаментов различной ширины подошвы, вплоть до возникновения предельного состояния основания и, таким образом, осуществить проектирование фундаментов исходя из предельно допустимых осадок (расчёт по деформациям) или из условий ограничения напряжений под подошвой, через коэффициент надёжности принятого решения (расчёт по несущей способности). Следует отметить, что оба эти способа дают возможность рассчитывать фундаменты исходя из условий работы основания в упругопластической стадии и следовательно получать более экономичные решения по сравнению с традиционным способом, изложенном в нормативных документах (см. табл. 5.2).

Для данного объекта основным был выбран расчёт по несущей способности основания или, иначе, расчёт, определяющий ширину по-

дошвы фундаментов, через величину задаваемого коэффициента надёжности  $K_H$ .

Результаты вычислений представлены в виде обобщённых графических зависимостей  $P_i = P_i(b_i)$  (рис. 5.8), полученных для различных расчётных сечений N-N (см. схему фундаментов в приложении 2). Точки пересечения последних с кривой соответствующей коэффициенту надёжности  $K_H=4$  и определяют требуемые размеры подошвы ленточных фундаментов. На этом же рисунке, кривыми 1,2,3 показаны линии равных осадок, соответственно 1 см, 1,5 см и 2,0 см, интерполяция между которыми, позволяет находить величины осадок фундаментов для рассматриваемых сечений.

Окончательные результаты вычислений представлены в табл. 5.2.

Уточнение размеров подошвы фундаментов проводилось с учётом требований типизации и минимально возможных размеров подошвы фундаментов (равных толщине несущих конструкций), а также с учётом уменьшения разности осадок для данного здания, при этом критерием являлась величина относительной осадки, которая не должна превышать  $(\Delta S / L)_u = 0,002$ .

Размеры подошвы фундаментов, найденные по традиционной методике (СНиП 2.02.01-83), рассчитанные Псковским институтом "Агропромпроект", представлены в столбце 6 таблицы 5.2.

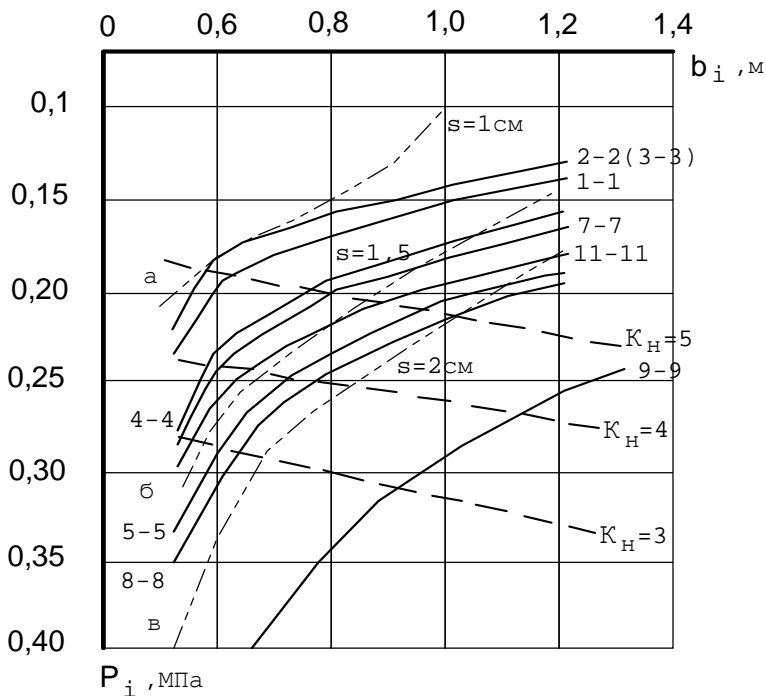


Рис. 5.8. Графики  $P_i=P_i(b_i)$  результатов счёта по предлагаемой методике (Школа в колхозе "Революция", Стругокрасненского района Псковской области). 1-1, 2-2, 3-3 и т.д. - наиболее характерные сечения фундаментов, различающиеся видом нагрузки (см. приложение 2); а, б, в - кривые равных осадок, соответственно 1 см, 1,5 см, 2,0 см;  $K_H$  - коэффициент надёжности принятого решения

Таблица 5.2

Сопоставление результатов расчёта с традиционной методикой СНиП для здания школы

№ сечения	Требуем. размер подошвы фундам. $b_{тр}$ , м	Принят. размеры подошвы фундам. $b_{тр}^*$ , м	Осадка фундамен. $S$ см	Среднее давление $P_i$ МПа	Размер фундамен по СНиП $b_R$ , м	$b_R - b_{тр}^*$ -----% $b_R$
1	2	3	4	5	6	7
1-1	0,5	0,6	1,1	0,19	0,8	25,0

2-2	0,5	0,6	1,0	0,19	0,8	25,0
3-3	0,5	0,6	1,0	0,19	0,8	25,0
4-4	0,6	0,6	1,35	0,24	0,8	25,0
5-5	0,75	0,6	1,7	0,29	0,8	25,0
7-7	0,62	0,6	1,4	0,24	1,0	40,0
8-8	0,78	0,8	1,8	0,24	1,2	33,0
9-9	1,15	0,8	2,6	0,34	1,2	33,0
11-11	0,65	0,6	1,45	0,26	0,8	25,0

В колонку 7 данной таблицы занесены результаты снижения размеров подошвы фундаментов (в процентном отношении) рассчитанных по предлагаемой методике по сравнению с традиционной. Из результатов сопоставления видно, что разработанный метод расчёта позволяет для данного сооружения уменьшить размеры подошвы ленточных фундаментов от 25% до 33% или на 20-40 см и, уже таким образом, получить значительный экономический эффект. Необходимо подчеркнуть, что фундаменты запроектированы с большим запасом как по деформациям (средняя осадка, равная 1,5 см значительно меньше предельно допустимой, равной 10 см), так и по прочности (коэффициент надёжности составляет от 2,5 до 5).

Рассмотрим расчёт фундаментов для следующего объекта: Клуб на 200 мест в колхозе "Дружба", Бежанинского района Псковской области, который представляет собой многоэтажное бескаркасное здание с несущими стенами из кирпичной кладки без армирования. Под стены предусмотрены ленточные фундаменты с глубиной заложения от -1,87 до -3,97 м; в осях А - В и 3 - 5 предполагается подвал (см. схему плана фундаментов в приложении 2). Согласно рекомендаций СНиП средняя максимальная предельная осадка подобных сооружений составляет 10 см, а предельная относительная разность осадок - 0,002.

По данным Псковского института "Агропромпроект" на плане здания можно выделить до 25 сечений, различающихся видом нагружения. В результате - все фундаменты (за исключением подвальной части здания) испытывают центральное нагружение.

Инженерно-геологическими изысканиями на площадке строительства был установлен следующий характер напластования грунтов (см. приложение 2):

- с поверхности до глубины 0,2 м расположен почвенно-растительный слой;
- с глубины 0,2 до 0,5-0,7 м вскрыт песок мелкий и пылеватый;
- с глубины 0,5-0,7 м до 6,0 м скважинами 307 и 310 вскрыта супесь в твёрдом состоянии, с включениями гальки и гравия, имеющая следующие характеристики:



$\gamma=20,5$  КН/м<sup>3</sup>;  $e=0,51$ ;  $W=0,139$ ;  $W_L=0,215$ ;  $W_p= 0,155$ ;  $I_p=0,06$ ;  $\varphi=29^\circ$ ;  
 $c=13$  КПа;  $E_0=50$  МПа

- в районе скважины 309 под слоем песка с глубины 0,6 м расположен суглинок, который на глубине 2,6 м имеет линзу водонасыщенного пылеватого песка мощностью 1,0 м. Суглинок твёрдой консистенции имеет следующие характеристики:

$\gamma=19,1$  КН/м<sup>3</sup>;  $e=0,75$ ;  $W=0,23$ ;  $W_L=0,391$ ;  $W_p= 0,245$ ;  $I_p=0,147$ ;  $\varphi=23^\circ$ ;  
 $c=25$  КПа;  $E_0=21$  МПа.

За относительную отметку  $\pm 0,00$  принята отметка чистого пола 1 этажа, соответствующая абсолютной отметке 50,10. Учитывая различную глубину заложения фундаментов, основанием будет служить супесь и суглинок.

Имея исходные данные в виде: физико-механических характеристик несущего слоя грунта (супеси и суглинка), глубины заложения проектируемых фундаментов, коэффициента соотношения сторон подошвы фундамента, величины расчётных нагрузок, производился автоматизированный расчёт фундаментов по программе "NL". Рассмотревались три варианта расчёта: 1 вариант - для сечений фундамента в подвальной части сооружения (основание - супесь); 2 вариант - для расчётных сечений, расположенных в суглинке с минимальной глубиной заложения фундаментов 1,3 м; 3 вариант - для расчётных сечений, расположенных в супеси с минимальной глубиной заложения фундаментов 1,4 м.

Результаты выходных данных программного расчёта для каждого варианта представлены на рис. 5.9 в виде графических зависимостей  $P_i = P_i(b_i)$ . На этих же графиках (пунктиром) нанесены кривые постоянных осадок  $S$  (см. методику § 3.3).

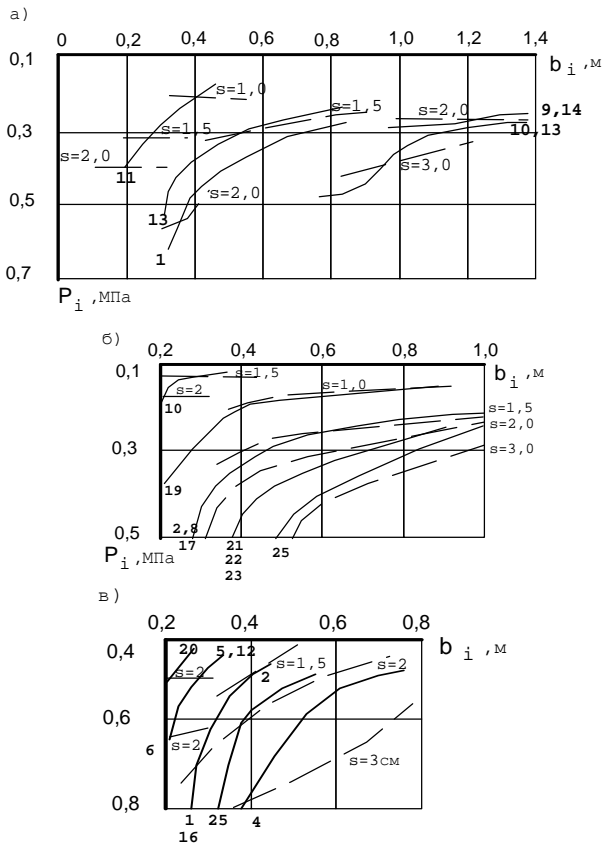


Рис. 5.9. Графики  $P_i=P_i(b_i)$  результатов счёта по программе "NL" (Клуб на 200 м., кол. "Дружба", Бежанинского района Псковской области); 1,2,3,...25 - номера сечений фундаментов; а) 1 вариант расчёта, основание - супесь ( $d_1=0,67$ ;  $H=3,25$ ); б) 2 вариант расчёта, основание - суглинок ( $d_1=1,3$ ;  $H=1,45$ ); в) 3 вариант расчёта, основание - супесь ( $d=1,4$ ;  $H=1,55$ )

Таблица 5.3

**Сопоставление результатов расчёта с традиционной методикой по СНиП для здания Клуба**

№ сечения	Размер подош. завис. от $S=2\text{см}$ $b_{\text{тр}}, \text{м}$	Размер фундам. по СНиП $b_R, \text{м}$	Прин. размеры подошвы фундам. $b_{\text{тр}}^r, \text{м}$	Осадка фундам. $S$ см	Среднее давлен. $P_i$ МПа	Предел. давлен. $P_{\text{пр}}$ МПа	Коэф. надёжно-сти $K_H$	$b_R - b_{\text{тр}}^r$ -----% $b_R$
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1-1	0,34	1,0	0,6	1,7	0,310	0,729	2,35	40,0
2-2	0,25	1,0	0,5	1,6	0,290	0,738	2,54	50,0
4-4	0,90	1,0	0,6	2,2	0,510	0,956	1,87	40,0
5-5	0,20	1,0	0,5	1,0	0,300	0,956	3,18	50,0
6-6	0,20	1,0	0,5	1,0	0,300	0,956	3,18	50,0
8-8	0,22	1,0	0,5	1,6	0,290	0,738	2,54	50,0
9-9	1,10	1,0	1,0	2,1	0,280	0,708	2,53	0
10-10	1,30	1,0	1,0	2,6	0,320	0,708	2,21	0
11-11	0,20	0,6	0,3	1,4	0,280	0,665	2,37	50,0
12-12	0,20	1,0	0,5	1,0	0,300	0,956	3,18	50,0
13-13	0,30	1,0	0,5	1,6	0,330	0,686	2,07	50,0
14-14	1,10	1,0	1,0	2,1	0,265	0,708	2,67	0
15-15	1,30	1,0	1,0	2,6	0,320	0,708	2,21	0
16-16	0,25	1,0	0,5	1,5	0,400	0,956	2,39	50,0
17-17	0,22	1,0	0,5	1,6	0,280	0,730	2,60	50,0
18-18	0,20	1,0	0,5	1,0	0,090	0,738	8,20	50,0
19-19	0,20	1,0	0,5	1,0	0,180	0,738	4,10	50,0
20-20	0,20	1,0	0,6	1,0	0,180	0,977	5,43	40,0
21-21	0,75	1,0	0,6	2,1	0,330	0,747	2,26	40,0
22-22	0,75	1,0	0,6	2,1	0,330	0,738	2,23	40,0
23-23	0,75	1,0	0,6	2,1	0,330	0,738	2,23	40,0
25-25	1,20	1,0	0,8	2,5	0,300	0,763	2,54	20,0

При определении размеров подошвы фундаментов, на основании можно допускать такое давление, которое обеспечивало бы устойчивое состояние (1 предельное состояние, определяемое коэффициентом надёжности  $K_H$ ), одновременно выбранные размеры конструкции должны удовлетворять предельно допустимым величинам относительной разности осадок (расчёт по деформациям). В первом приближении размеры фундаментов определялись исходя из величины постоянной абсолютной осадки  $S=2$  см для всех расчётных сечений (см. табл. 5.3).

Одинаковая осадка по всем сечениям, для всех фундаментов - это теоретически идеальный случай, т.к. тогда в надземных конструкциях здания дополнительных напряжений не возникает. Практически же, в целях унификации типов размеров и в зависимости от поперечных сечений надземных конструкций - стен, приходится изменять ширину по-

дошвы фундаментов (столбец 4, табл. 5.3). Это вызовет изменение и абсолютных осадок (столбец 5), однако критерием в этих изменениях всё же остаётся относительная разность осадок  $(\Delta S / L)_u = 0,002$ .

В результате проведённых расчётов по предлагаемому методу, размеры ленточных фундаментов по сравнению с традиционным методом уменьшились в среднем на 50%, средняя абсолютная осадка составила  $S_{\text{ср}}=1,73\text{см}$ , коэффициент надёжности принятых решений  $K_H$  претерпел изменения в пределах от 1,87 до 8,2.

Одним из наиболее характерных зданий производственного назначения с полным железобетонным каркасом является Птичник на 56 тыс. гол. кур в совхозе "Остров", Островского района Псковской области.

Колонны данного здания с шагом  $6 \times 12$  м опираются на отдельные фундаменты с глубиной заложения от -2,25 до -2,65 м (см. схему плана фундаментов в приложении 2). Согласно рекомендаций СНиП максимальная абсолютная осадка подобных сооружений составляет 8 см, а предельная относительная разность осадок - 0,002.

Расчётные значения нагрузок на фундаменты и их сочетания представлены в приложении 2. Там же приведены схемы скважин и геологический разрез площадки строительства по данным Псковского института "Агропромпроект". По результатам изысканий установлено: - с поверхности грунта до глубины 0,3-0,5 м расположен почвенно-растительный слой;

- ниже почвенно-растительного слоя вскрыт песок пылеватый мощностью 1,5-3,1 м:

$$(\gamma=17 \text{ КН/м}^3; \varphi=26^\circ; c=2 \text{ КПа}; E_0=11 \text{ МПа});$$

- под всей площадкой ниже пылеватого песка расположен суглинок мягкопластичный с линзами песка, со следующими характеристиками:

$$\gamma=18,5 \text{ КН/м}^3; e=0,74; W=0,254; W_L=0,299; W_P=0,199;$$

$$I_p=0,01; G=0,93; \varphi=18^\circ; c=20 \text{ КПа}; E_0=12 \text{ МПа}.$$

Уровень грунтовых вод был зарегистрирован на отметке 0,8-1,4 м ниже естественной поверхности грунта.

Относительной отметке  $\pm 0,00$  соответствует абсолютная 71,40. Учитывая различную глубину заложения фундаментов, основанием будет служить пылеватый песок, подстилаемый супесью.

При расчёте фундаментов основание принималось двухслойным (песок, суглинок), работающим в упругопластической стадии деформирования (см. главу 4).

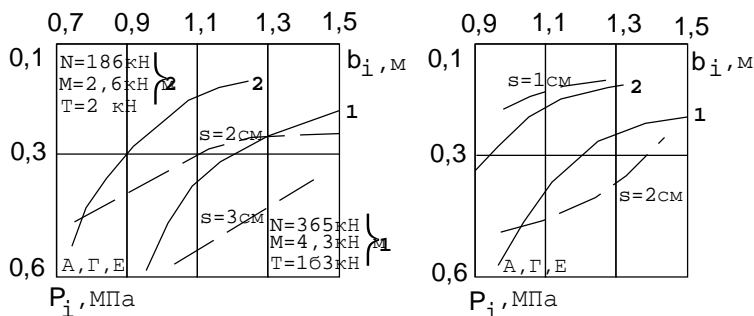
Анализ результатов счёта (выходных данных) по программе "NL" с построением графических зависимостей  $P_i = P_i(b_i)$  (рис.5.10) и нанесением на них кривых равных осадок ( $S = \text{const}$ ) для различных видов загрузки и вариантов расчёта (см. методику § 3.3), позволил определить необходимые размеры фундаментов (см. табл. 5.4).

Рассматривались два варианта расчёта: 1 вариант с заглублением фундаментов на 1,1 м от поверхности грунта и расположением подстилающего слоя на глубине 1 м от подошвы конструкции; 2 вариант с заглублением фундаментов на 1,4 м от поверхности грунта и расположением подстилающего слоя на глубине 1,8 м от подошвы конструкции.

Таблица 5.4

Сопоставление результатов расчёта с традиционной методикой по СНиП для зданий Птичника

№ сечения	Размер подошв. в завис. от $S=2\text{см}$ $b_{\text{пр}}, \text{м}$	Размер фундам. по СНиП $b_{\text{R}}, \text{м}$	Принят. размеры подошвы фундам. $b_{\text{гр}}, \text{м}$	Осадка фундам. $S$ см	Среднее давлен. $P_i$ МПа	Предел давлен. $P_{\text{пр}}$ МПа	Коэф. надёжно-сти $K_n$	$b_{\text{R}} - b_{\text{пр}}$ -----% $b_{\text{R}}$
	2	3	4	5	6	7	8	9
А	1,30	1,80	1,20	2,2	0,300	0,572	1,9	33,3
Б	1,80	1,80	1,30	2,8	0,365	0,577	1,6	27,7
В	1,80	1,80	1,30	2,80	0,365	0,577	1,6	27,7
Г	1,30	1,80	1,20	2,2	0,300	0,572	1,9	33,3
Д	1,12	1,60	1,00	2,2	0,385	0,579	1,5	37,5
Е	1,30	1,80	1,20	2,2	0,300	0,579	1,9	33,3



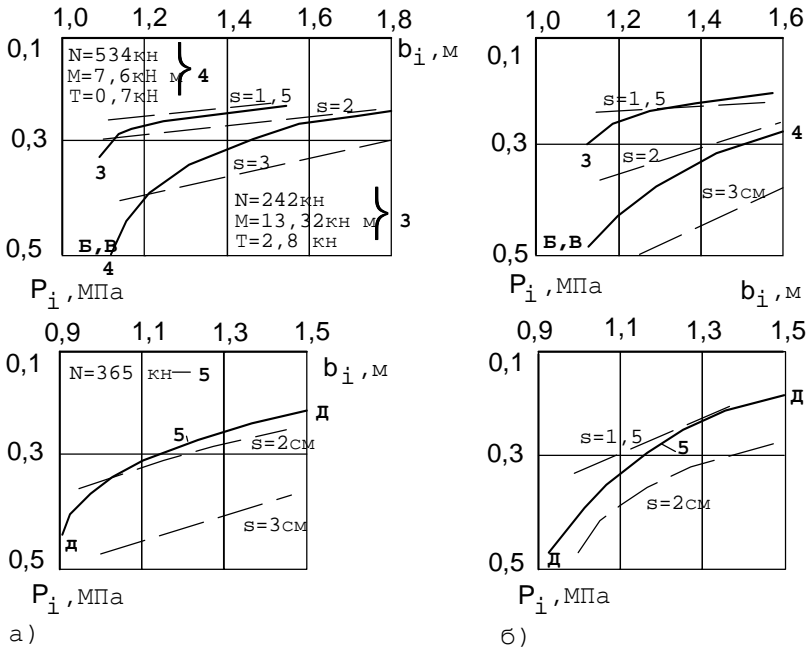


Рис. 5.10. Графики  $P_i=P_i(b_i)$  результатов счёта по программе "NL" для двухслойного основания (песок, суглинок) (Птичник на 56 тыс. гол. кур, сов. "Остров", Островского района Псковской области). 1,2,3,4,5 - виды загрузки; а) 2 вариант расчёта ( $d=1,4$  м;  $H=2,4$  м;  $h_1=1,8$  м). б) 1 вариант расчёта ( $d=1,1$  м;  $H=2,4$  м;  $h_1=1,0$  м)

В целях унификации найденных величин подошвы фундаментов, изменяем количество принятых размеров до трёх (см. столбец 4, табл. 5.4), а затем проверяем условия допустимости относительной разности осадок рядом стоящих фундаментов. Абсолютную осадку этих фундаментов, найденную путём интерполяции на рис. 5.10, заносим в столбец 5 табл. 5.4.

Максимальная относительная разность осадок для фундаментов, расположенных по осям В и Г; А и Б составит:  $\Delta S / L = (2,8 - 2,2) / 600 = 0,001 < 0,002$ , что меньше предельно допустимой величины и поэтому принятые размеры подошвы можно считать обоснованными.

Результаты расчёта фундаментов по заданной осадке с учётом упругопластической работы основания и унификации принятых размеров, показали следующие:

1. Для заданных грунтовых условий и данного сооружения (Птичник на 56 тыс. голов кур в совхозе "Остров", Островского района Псковской области) размеры подошвы отдельных фундаментов сокращаются по сравнению с традиционным методом расчёта в среднем на 32 % (см. столбец 9, табл. 5.4).

2. Запроектированные фундаменты (см. приложение 2) имеют достаточный запас:

а) по деформациям - средняя абсолютная осадка составляет 2,4 см, что меньше абсолютной предельно допустимой, равной 8 см; относительная осадка 0,001 также меньше предельной величины 0,002 для данного сооружения;

б) по прочности - коэффициент надёжности  $K_H$  изменяется в пределах 1,5-1,9.

Характерным примером использования методики расчёта фундаментов по заданной осадке при реконструкции зданий в г. Пскове, является административное здание по ул. Яна Фабрициуса 2а.

Проектом реконструкции было предусмотрено строительство внутри существующего сооружения новой лестничной клетки, на вновь возводимых фундаментах, рядом с фундаментами несущих продольных стен здания.

Грунтовые условия данной площадки строительства характеризовались следующими двумя слоями:

1) пылеватым песком с включением супеси и органики, мощностью 1,6 м, расположенном выше У.Г.В., со следующими расчётными характеристиками:

$$\gamma=18,8 \text{ кН/м}^3; \varphi=26^\circ; c_2=2 \text{ кПа}; E_0=11 \text{ МПа};$$

(более подробно расчётные характеристики грунтов представлены в табл. "Геология" на рис. 5.11);

2) тем же пылеватым песком, но расположенным ниже У.Г.В., т.е. испытывающим взвешивающее действие воды, тогда  $\gamma_2^{взв} = 9,41 \text{ кН/м}^3$ .

Из условий расположения существующих фундаментов здания, лестничная клетка должна иметь два расчётных сечения:

сеч. 1-1 с глубиной заложения 1,1 м и высотой фундамента 1,3 м;

сеч. 2-2 с глубиной заложения 1,6 м и высотой фундамента 1,8 м.

Данные условия введены в ЭВМ, при расчёте фундаментов по программе "NL" (см. распечатки решений на рис. 5.11 и 5.12).

Следует подчеркнуть, что распечатки программного решения достаточно подробно представляют все необходимые данные по фундаменту (см. табл. "Результаты расчёта" на рис. 5.11 и 5.12) и поэтому изображать их в графическом виде нет необходимости.

Проанализировав данную таблицу для сеч. 1-1 на рис. 5.11, легко определить, что фундаменты с шириной подошвы от 1 м до 1,4 м будут передавать давление на основание превышающие их расчётное сопротивление, т.е. основание будет работать в упругопластической стадии деформирования.

Увеличение же ширины подошвы фундаментов с 1,5 м до 1,8 м создаёт условие работы основания в стадии линейно-деформируемого состояния, однако осадка в этом случае уменьшается незначительно (лишь на 0,2 см) и поэтому такое увеличение размеров подошвы фундаментов не эффективно.

Принятие окончательного решения в выборе размеров подошвы фундаментов, из множества результатов выполненных ЭВМ, осуществляется пользователем на основе величин полученной осадки (расчёт по деформациям) и коэффициента на-



#####  
 # программа определения ширины подошвы фундамента по заданной осадке  
 # автор к.т.н., доцент С.И.Алексеев  
 # ППИ СПбГУ, кафедра СМ  
 #####

Реконструкция здан. по ул. Яна Фабрициуса 2а в г. Пскове

\*\*\*\*\* Г Е О Л О Г И Я \*\*\*\*\*

№ сл.	мощн. Н	уд. вес		прочностные х-ки				деформ. х-ки			коэффициент		
		$\gamma_1$	$\gamma_2$	$\phi_1$	$\phi_2$	C1	C2	$E_0$	m	пюн	K1	K2	K
1	1.6	18.5	18.8	23	26	0	2	11000	0.3	слаб.	1.2	1	1.1
2	6	9.2	9.41	23	26	0	2	11000	0.3	слаб.	1.1	1	1.1

\*\*\*\*\* ДАННЫЕ ПО ФУНДАМЕНТУ 1-1 (лестница) \*\*\*\*\*

1. фундамент 1-1 (лестница) ленточный  
стена внутренняя
2. высота фундамента 1.3 м
3. глубина заложения фундамента 1.1 м
4. глубина подвала 0 м
5. нагрузки (N, Q<sub>B</sub>, M<sub>B</sub>, Q<sub>L</sub>, M<sub>L</sub>) 178, 0, 0, 0, 0

\*\*\*\*\* результаты расчёта \*\*\*\*\*

заданная осадка см	принятая ширина подошвы фундам. B, м	расчётн. сопрот. R КПа	предельн сопротив R <sub>пр</sub> КПа	максим. давление под подошв. КПа	среднее давление под подошв. КПа	получен. осадка S см	коэф. надёжности K <sub>n</sub>
8	1	136.27	234.78	200.00	200.00	9.31	1.10
6	1.2	139.86	252.43	170.33	170.33	5.53	1.33
5	1.3	141.66	256.71	158.92	158.92	4.37	1.45
3.5	1.4	143.46	260.95	149.14	149.14	3.46	1.57
3	1.5	145.26	265.18	140.67	140.67	3.02	1.70
3	1.6	147.05	269.40	133.25	133.25	2.96	1.82
2.9	1.7	148.85	273.60	126.71	126.71	2.90	1.94
2.8	1.8	150.65	177.79	120.89	120.89	2.84	2.07

Рис. 5.11. Результаты решения по программе "NL" (административное здание по ул. Яна Фабрициуса 2а в г. Пскове), для сечения 1 - 1 по лестничной клетки

\*\*\*\*\* ДАННЫЕ ПО ФУНДАМЕНТУ 2-2 (лестница) \*\*\*\*\*

1. фундамент 2-2 (лестница) ленточный  
стена внутренняя
2. высота фундамента 1.8 м
3. глубина заложения фундамента 1.6 м
4. глубина подвала 0 м
5. нагрузки (N, Q<sub>B</sub>, M<sub>B</sub>, Q<sub>L</sub>, M<sub>L</sub>) 178, 0, 0, 0, 0

\*\*\*\*\* результаты расчёта \*\*\*\*\*

заданная осадка см	принятая ширина подошвы фундам. B, м	расчётн. сопрот. R КПа	предельн сопротив R <sub>пр</sub> КПа	максим. давление под подошв. КПа	среднее давление под подошв. КПа	получен. осадка S см	коэффиц. надёжно-сти К <sub>n</sub>
4	.8	85.87	301.12	254.50	254.50	3.99	1.06
3.7	1	87.46	309.32	210.00	210.00	3.68	1.33
3.5	1.2	89.04	317.52	180.33	180.33	3.46	1.58
3.4	1.3	89.83	321.62	168.92	168.92	3.38	1.71
3.3	1.4	90.63	325.72	159.14	159.14	3.30	1.84
3.2	1.5	91.42	329.82	150.67	150.67	3.24	1.97
3.1	1.6	92.21	333.92	143.25	143.25	3.18	2.10
3.1	1.7	93.00	338.02	136.71	136.71	3.13	2.23
3	1.8	93.73	342.13	130.89	130.89	3.08	2.35
3	1.9	94.59	346.23	125.68	125.68	3.04	2.48
3	2	95.38	350.33	121.00	121.00	3.00	2.61

Рис. 5.12. Распечатки программного расчёта (административное здание по ул. Яна Фабрициуса 2а в г. Пскове), для расчётного сечения 2 - 2 по лестничной клетке.

дёжности (расчёт по несущей способности основания). Оба последних критерия должны иметь удовлетворительную корреляцию для всех расчётных сечений. Так, для рассматриваемого объекта, расчётное сечение 1-1 при ширине подошвы ленточного фундамента  $b_{1-1}=1,4$  м будет иметь абсолютную осадку  $S_{1-1}=3,46$  см и коэффициент надёжности  $K_{N(1-1)}=1,57$ . Для расчётного сечения 2-2 практически такие же величины осадки  $S_{2-2}$  и  $K_{N(2-2)}$  соответствуют ширине подошвы ленточного фундамента  $b_{2-2}=1,2$  м.

Таким образом, выбранные размеры подошвы ленточных фундаментов  $b_{1-1}=1,4$  м и  $b_{2-2}=1,2$  м будут иметь одинаковую осадку (не превышающую предельное значение) и обладают достаточным запасом

прочности ( $K_n > 1,2$ ), обеспечивающего эксплуатацию данного сооружения без трещин с заданной степенью надёжности.

Следует отметить, что подобно приведённым примерам по пяти сооружениям, проводились расчёты фундаментов по заданной осадке (программа "NL") и для других объектов г. Пскова и сельской застройки Псковской области (подробный список более 60 объектов см. в приложении 3); некоторые из них:

1. 24 кв. жилой дом в п. Тайловский бор, Печёрского района, Псковской области. Для данного сооружения и заданных грунтовых условий, размеры ленточных фундаментов сокращены по сравнению с традиционным методом расчёта (по нормативным документам) в среднем на 27,5%. Средняя абсолютная осадка составила 2,3 см, что значительно меньше предельной - 10 см. Коэффициент надёжности изменяется в пределах от 1,5 до 3,1.

2. Детский сад на 150 мест в колхозе "Путь Октября", Островского района, Псковской области. Для данного сооружения поперечные размеры ленточных фундаментов сокращены по сравнению с традиционным методом расчёта в среднем на 33% (предусмотрены прерывистые фундаменты). Средняя абсолютная осадка составила 0,7 см, что значительно меньше предельной - 10 см. Коэффициент надёжности изменяется в пределах от 1,75 до 2,8.

3. Клуб на 200 мест в колхозе "Свобода", Новоржевского района, Псковской области. Для данного сооружения поперечные размеры ленточных фундаментов сокращены по сравнению с традиционным методом расчёта в среднем на 33%. Средняя абсолютная осадка составила 1,5 см, что значительно меньше предельно допустимой - 10 см. Коэффициент надёжности изменяется в пределах от 3,5 до 4,6.

4. Детский сад на 140 мест МПМК, Порховского района, Псковской области. Для данного сооружения поперечные размеры ленточных фундаментов сокращены в среднем на 25%, столбчатые на 43% по сравнению с традиционным методом расчёта по СНиП. Средняя абсолютная осадка составила 3,3 см, что почти в три раза меньше предельно допустимой - 10 см. Коэффициент надёжности изменяется в пределах от 1,58 до 2,3.

5. Школа в колхозе "им. М.И.Калинина", Островского района, Псковской области. Для данного сооружения поперечные размеры ленточных фундаментов сокращены в среднем на 23%. Средняя абсолютная осадка составила 1,8 см, что значительно меньше предельно допустимой - 10 см. Коэффициент надёжности изменяется в пределах от 1,5 до 3,6.

6. Школа в совхозе "Восход", Дновского района, Псковской области. Для данного сооружения поперечные размеры ленточных фундаментов сокращены в среднем на 25%. Средняя абсолютная осадка составила 1,1 см, что значительно меньше предельно допустимой - 10 см. Коэффициент надёжности составляет в среднем 4,5.

7. Столовая на 50 мест в колхозе "им. Жданова", Дновского района, Псковской области. Для данного сооружения поперечные размеры ленточных фундаментов сокращены в среднем на 25,9%. Средняя абсолютная осадка составила 1,5 см, что значительно меньше предельно допустимой - 10 см. Коэффициент надёжности изменяется в пределах от 1,7 до 3,2.

8. Растворобетонный узел (РБУ, СБ-70) в п. Тайловский Бор, МПМК, Печёрского района, Псковской области. Для данного сооружения поперечные размеры ленточного фундамента сокращены на 18,7%. Абсолютная осадка составила 5,6 см, что меньше предельно допустимого значения - 12 см.

9. Ферма крупного рогатого скота (КРС) на 100 голов в д. Бугры, Великолукского района, Псковской области. Для данного сооружения поперечные размеры отдельных фундаментов сокращены в среднем на 26,1%. Средняя абсолютная осадка составила 3,4 см, что меньше предельно допустимого значения - 8 см.

Следует отметить, что для рассмотренных объектов сокращение поперечных размеров ленточных фундаментов ограничивается в основном размерами несущих стен, что характерно для малонагруженных конструкций зданий сельской застройки. Для фундаментов, передающих большие нагрузки

на основание (промышленные сооружения, здания повышенной этажности) очевидно, что данный эффект будет зависеть в первую очередь от свойств основания.

## 5.2. Экономическая эффективность метода

Сокращение поперечных размеров ленточных и отдельных фундаментов, вследствие использования предлагаемой методики расчёта, выразится прежде всего в снижении затрат на материалы: бетон и арматуру.

Приведём, в качестве примера, расчёт снижения затрат на материалы для здания лесопильного цеха в г. Пустошка, Псковской области (см. приложение 1).

Для сечения 1-1 (см. табл. 4.4), получим:

1. Стороны подошвы квадратного фундамента, рассчитанного по традиционной методике СНиП 2.0201-83, 1,3×1,3 м. Объём бетона на 1 подошву фундамента :

$$V_1=1,3 \times 1,3 \times 0,3=0,507 \text{ м}^3$$

2. Стороны подошвы квадратного фундамента, рассчитанного по предлагаемой методике с учётом упругопластической работы основания, 1,2×1,2 м. Объём бетона на 1 подошву фундамента:

$$V_2=1,2 \times 1,2 \times 0,3=0,432 \text{ м}^3$$

3. Сокращение объёма бетона на 1 подошву фундамента:

$$\Delta V = 0,507 - 0,432 = 0,075 \text{ м}^3$$

4. Сокращение расхода бетона, приведённое к 1 м<sup>3</sup> изделия:

$$\Delta V' = 0,075 / 0,507 = 0,148 \text{ м}^3$$

5. Снижение массы бетона, приведённое к 1 м<sup>3</sup> изделия:

$$\Delta M = 2,4 \times 0,148 = 0,355 \text{ т} = 3,55 \text{ кН}$$

6. Изменение площади подошвы фундаментов приведёт к сокращению массы арматуры, которая при нормированном расходе для данного типа конструкций на 1 м<sup>3</sup>, составляет 24,6 кг, тогда:  $\Delta A = 0,148 \times 24,6 = 3,64 \text{ кг} = 0,0364 \text{ кН}$ .

Подобные расчёты проводим и по другим сечениям фундаментов данного сооружения и результаты вносим в таблицу 5.5.

Выполняем аналогичные расчёты для других сооружений и определяем для них средние значения  $\Delta V'_c$ ,  $\Delta A_c$ , которые представлены в таблице 5.6.

Как видно их таблицы 5.6, эффект применения предлагаемого метода расчёта фундаментов по заданной осадке с учётом упругопластической работы основания, для каждого из рассмотренных объектов имеет своё значение. Это объясняется.

Таблица 5.5

**Сокращение расхода материалов по фундаментам  
для здания лесопильного цеха (приложение 1)**

№ сеч. фонд	Расход бетона в м <sup>3</sup>		Сокращение расхода бетона $\Delta V, \text{м}^3$	Сокращение материала приведённое к 1 м <sup>3</sup>		
	V <sub>1</sub>	V <sub>2</sub>		объёма бетона $\Delta V', \text{м}^3$	массы бетона $\Delta M, \text{кН}$	арматуры $\Delta A, \text{кН}$
1	2	3	4	5	6	7
1-1	0,507	0,432	0,075	0,148	3,55	0,0364
2-2	1,983	0,867	0,216	0,199	4,78	0,0489

3-3	0,768	0,432	0,336	0,437	10,50	0,1075
4-4	1,083	0,675	0,408	0,376	9,04	0,0925
5-5	0,588	0,432	0,156	0,265	6,36	0,0625
Среднее значение по объекту:				0,285	6,85	0,0701

Таблица 5.6

**Среднее снижение расхода материалов по фундаментам  
для нескольких объектов Псковской области**

№ п/п	Наименование объекта	Сред. снижение расхода бетона, приведённое к $1\text{м}^3$ $\Delta V', \text{м}^3$	Сред. снижение расхода арматуры, приведённое к $1\text{м}^3$ $\Delta A_s, \text{кН}$
1	2	3	4
<u>Ленточные фундаменты</u>			
1	18 кв. жилой дом в пос. "Струги Красные", Псковской области.	0,3368	0,0828
2	Школа в колхозе "Революция", Стругокрасненского района.	0,2844	0,0699
1	2	3	4
3	Клуб на 200 чел. в колхозе "Дружба", Бежанинского района.	0,500	0,1230
4	Детский сад на 150 мест в кол. "Путь Октября", Островского района.	0,330	0,0812
5	Клуб на 200 чел. в колхозе "Свобода", Новоржевского района.	0,330	0,0812
6	Детский сад на 140 мест МПМК, Порховский район.	0,250	0,0615
7	Школа в кол. "М.И.Калинина", Островского района.	0,230	0,0565
8	Школа в сов. "Восход", Дновского района.	0,250	0,0615
9	Столовая на 50 мест в колхозе "им. Жданова", Дновского района.	0,259	0,0637

10	24 кв. жилой дом в пос. Тайловский Бор, Печёрского района.	0,275	0,0676
<u>Отдельные фундаменты</u>			
11	Лесопильный цех в г. Пустошка	0,285	0,0701
12	Птичник на 56 тыс. гол. кур, в сов. "Остров", Островского района.	0,538	0,1323
13	Детский сад на 140 мест МПМК, Порховского района.	0,676	0,1663
14	Растворо-бетонный узел (РБУ, СБ-70), МПМК, Печёрского района.	0,339	0,0834
15	Ферма (КРС) на 100 гол. в д. "Бугры", Великолукского района.	0,450	0,1107

как разнообразием нагрузок, действующих на фундаменты, так и различным проявлением упругопластических свойств оснований. Однако, в первом приближении, в целях обобщения полученных результатов, дальнейшие расчёты будем проводить, используя усредненные табличные данные по ленточным и отдельным фундаментам.

Тогда для ленточных фундаментов, для зданий сельской застройки в условиях Псковской области, получим:

$$\Delta V'_c = 0,304 \text{ м}^3; \Delta A_c = 0,0749 \text{ кН.}$$

Для отдельных фундаментов:

$$\Delta V'_c = 0,457 \text{ м}^3; \Delta A_c = 0,1125 \text{ кН.}$$

В результате экономический эффект от прямого сокращения затрат по расходу бетона ( в расчёте на  $1\text{м}^3$ ) составит до 30%, а арматуры до 11%. Снижение стоимости  $1\text{м}^3$  железобетона для изготовления фундаментных подушек достигнет 35...39%. Эти результаты в наглядном виде представлены на рис. 5.13.

Используя примерные цифры годового объёма по одному из Псковских территориальных строительных предприятий "Агропромстрой" ( $3421,7 \text{ м}^3$  бетона - по подошвам плит ленточных фундаментов и  $686,9 \text{ м}^3$  по подошвам отдельных фундаментов), можно оценить результаты предлагаемого метода расчёта по величине Э годового экономического эффекта. Последний рассчитывается путём сопоставления приведённых затрат по заменяемой (базовой) и новой технике (по фунда-

ментам, рассчитанным традиционным методом и по предлагаемой методике). (Инструкция по определению экономической эффективности использования в строительстве новой техники, изобретений и рационализаторских предложений СН 509-78. Госстрой СССР, М., 1979).

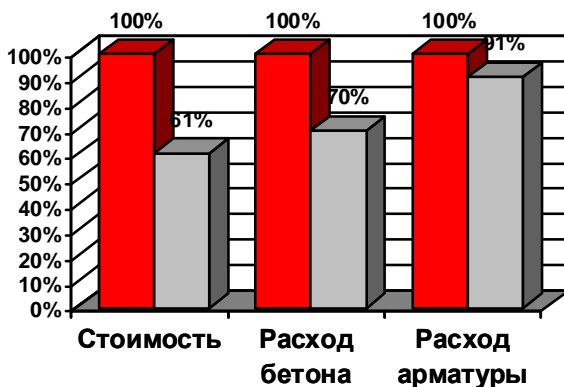
$$\mathcal{E} = (Z_1 - Z_2) \times A_2 ; \quad (5.1)$$

где  $Z_1$  и  $Z_2$  - приведённые затраты на единицу объёма работ (продукции), выполненных соответственно с применением базовой и новой техники, руб.;  $A_2$  - годовой объём работ, выполняемых в расчётном году с применением новой техники, в соответствующих единицах измерения.

$$Z_j = C_j + E_n \cdot K_j ; \quad (5.2)$$

где  $C_j$  - себестоимость единицы строительного-монтажных работ (продукции) по  $j$  варианту техники, руб.;  $E_n$  - нормативный коэффициент эффективности капитальных вложений;  $K_j$  - удельные капитальные вложения в производственные фонды на единицу строительного-монтажных работ (продукции) по  $j$  варианту техники, руб.

Поскольку применение фундаментов, рассчитанных по предлагаемой методике, не требует дополнительных капитальных вложений на организацию их производства, годовой экономический эффект определится как разность себестоимости годового объёма строительного-монтажных работ.



■ Расчёт фундаментов по СНиП    □ Расчёт фундаментов по одинаковой осадке

Рис. 5.13. Экономическая эффективность расчёта фундаментов с одинаковой осадкой по сравнению с методикой СНиП.



$$\begin{aligned} \Theta &= (3_1 - 3_2) \times A_2 = [(C_1 + E_n \times K_1) - (C_2 + E_n \times K_2)] \times A_2 = \\ &= (C_1 - C_2) \times A_2. \end{aligned} \quad (5.3)$$

Не рассматривая данные по изменению заработной платы рабочих, расходов по эксплуатации машин и механизмов, снижение себестоимости работ по устройству фундаментов определяем по изменению расходов на материалы (бетон и арматуру).

Сокращение объёма бетона по ленточным фундаментам составит:

$$V_6 = 3421,7 \text{ м}^3 \times 0,304 = 1040,19 \text{ м}^3.$$

Сокращение арматуры по ленточным фундаментам составит:

$$\Delta V_a = 7,49 \text{ кг/м}^3 \times 3421,7 \text{ м}^3 = 25628,53 \text{ кг}.$$

Сокращение объёма бетона по отдельным фундаментам составит:

$$\Delta V_6 = 686,9 \text{ м}^3 \times 0,457 = 313,91 \text{ м}^3.$$

Сокращение арматуры по отдельным фундаментам составит:

$$\Delta V_a = 11,25 \text{ кг/м}^3 \times 686,9 \text{ м}^3 = 7727,62 \text{ кг}.$$

Таким образом, только по одной областной строительной организации, применение предлагаемого метода расчёта фундаментов даёт возможность получить:

- экономию бетона в год  $\Theta_6 = 1354,8 \text{ м}^3$ ;

- экономию арматуры в год  $\Theta_a = 33,35 \text{ т}$ .

Используя средние показатели снижения расхода бетона, арматуры и стоимости материалов, приведённые к  $1 \text{ м}^3$ , нетрудно подсчитать экономический эффект и для любого другого объёма работ.

## ВЫВОДЫ

1. Учёт развития объёмных деформаций в грунте при действии девиатора напряжений или проявления явлений дилатансии, можно определять на приборах прямого сдвига. При этом касательные напряжения развиваются в определённой зоне (области) грунта вблизи с заранее фиксированной поверхностью сдвига.

2. Развитие касательных напряжений по некоторой области грунта при испытаниях на прямой сдвиг, вследствие проявления дилатансии, позволяют рассматривать это явление как одно из перспективных в совершенствовании методики по определению прочностных свойств грунтов.

3. Оценить дилатансионные свойства грунта с использованием приборов прямого сдвига, в первом приближении, можно без выделения зоны напряжённого состояния, а лишь на основе замеренных во время испытаний вертикальных и горизонтальных смещений образца грунта в момент достижения им предельного состояния. Такая методика проведения испытаний позволяет комплексно учесть изменение траектории нагружения отдельных площадок в сдвигаемой зоне, а также изменение вида напряжённого состояния в процессе опыта.

4. Предложена методика построения расчётной траектории глубины развития зон пластических деформаций в основании, которая предполагает учитывать упругопластическую работу грунтов основания через обобщённую характеристику - коэффициент нелинейности.

5. Расчёт осадки фундамента с учётом переменных значений коэффициента нелинейности упругопластического основания для песков, супесей и суглинков даёт расхождения с экспериментальными данными в пределах диапазона измеренных напряжений до 17%, что можно считать допустимым в инженерном методе расчёта.

6. Используя метод определения коэффициента нелинейности упругопластического основания, представляется возможным для конкретных грунтовых условий прогнозировать осадку фундамента заданных размеров в зависимости от прикладываемого давления. Это решение позволяет проектировать фундаменты исходя из наперёд заданных величин деформаций, т.е. руководствуясь предельными значениями относительной разности осадок для рассматриваемых сооружений.

7. Разработанный инженерный метод проектирования фундаментов с одинаковой осадкой, реализация которого может осуществляться как при помощи аналитических вычислений, так и на персональной ЭВМ,

позволяет рассчитывать фундаменты по заданной осадке (2 предельное состояние по СНиП) с проверкой несущей способности основания (1 предельное состояние по СНиП), что качественно его отличает от современного традиционного метода, изложенного в нормативных документах.

8. Составленная программа расчёта фундаментов по заданной осадке "NL", позволяет с минимальными затратами времени проектировать экономически рациональные и надёжные фундаменты для промышленного и гражданского строительства и даёт возможность включать решение данных задач в систему автоматизированного проектирования сооружения в целом.

9. Найденные размеры фундаментов будут обладать практически одинаковой величиной осадки, а следовательно, основные несущие конструкции и всё сооружение в целом будут эксплуатироваться без дополнительных деформаций. Такие условия эксплуатации сооружений являются наиболее благоприятными для работы надземных частей зданий, позволяющими избежать появление трещин в несущих и ограждающих конструкциях.

10. Проектирование фундаментов зданий с одинаковой осадкой (расчёт по деформациям), позволяет передавать на основание давление превышающие расчётное сопротивление грунта. При одновременной проверки несущей способности (расчёт по прочности, несущей способности), данный метод даёт возможность проектировать фундаменты меньшей ширины подошвы по сравнению с методикой, изложенной в СНиП, получая более экономичные конструкции с меньшей материалоемкостью, способствуя развитию ресурсосберегающей технологии.

11. Инженерный метод расчёта фундаментов по одинаковой (заданной) осадке для оснований, работающих в том числе и за пределом теории упругости, позволяет при проектировании ленточных и отдельных фундаментов не только снизить материалоемкость рассчитываемых конструкций, но и уменьшить трудозатраты и сроки строительства объектов.

12. Экономическая эффективность разработанного метода расчёта фундаментов, зависящая от физико-механических свойств грунтов и условий нагружения, определяется для каждого проектируемого сооружения индивидуально. Расчёты, сделанные более чем по 60 объектам Псковской области, позволили определить что сокращение прямых затрат, связанных с изготовлением фундаментных подушек, в расчёте на  $1\text{ м}^3$  изделия, по бетону составляет до 30%, по арматуре до 11%; при

этом снижение стоимости  $1\text{м}^3$  железобетона достигает в среднем до 37%

## ЛИТЕРАТУРА

1. Александрович В.Ф. Конечноэлементный анализ взаимодействия полосы конечной жёсткости с упругопластическим основанием // Труды НИИ оснований и подземных сооружений. М., 1985. Вып.84. С. 122-130.

2. Александрович В.Ф., Федоровский В.Г. Крутлый штамп на упругопластическом уплотняющемся основании // Межвузовский сборник. Новочеркасский политехнический институт. Новочеркасск, 1979. С. 35-43.

3. Александрович В.Ф., Федоровский В.Г. Математическое моделирование взаимодействия фундаментов с грунтовыми основаниями различной плотности // Исследования и расчёты оснований и фундаментов в нелинейной стадии работы. Межвузовский сборник. Новочеркасск. 1986. С.44-50.

4. Алексеев С.И. Деформационные свойства грунта при работе его в упругопластической стадии // Современные проблемы нелинейной механики грунтов. Тезисы докладов Всесоюзной конференции. Челябинск. 1985. С. 30-31.

5. Алексеев С.И. Определение модуля упругопластической деформации грунта // Новая техника в автоматизации производства. Юбилейная научно-практическая конференция сотрудников Псковского филиала ЛПИ. Псков. 1985. С. 114-115.

6. Алексеев С.И. К вопросу об определении дилатансии сыпучих грунтов // Способы устройства фундаментов и подземных этажей в условиях слабых и мёрзлых грунтов. Межвузовский тематический сборник трудов. Л., 1985. С. 45-49.

7. Алексеев С.И., Баранова М.В. Нелинейная механика грунтов - основа в автоматизации оптимального проектирования // Новая техника в автоматизации производства. Юбилейная научно-практическая конференция сотрудников Псковского филиала ЛПИ. Псков. 1985. С.113-114.

8. Алексеев С.И., Мельков Б.Н. К расчёту фундаментов на ЭВМ с учётом нелинейной работы основания // Новая техника в автоматизации производства. Юбилейная научно-практическая конференция сотрудников Псковского филиала ЛПИ. Псков. 1985. С. 111-112.

9. Алексеев С.И. Инженерный метод определения деформативных характеристик грунта при работе его в нелинейной стадии // Фундаментостроение в условиях слабых и мёрзлых грунтов. Межвузовский тематический сборник трудов. Л., 1986. С. 104-110.

10. Алексеев С.И., Колмогоров С.Г., Сорокин С.В. К вопросу определения прочностных характеристик песчаного грунта на сдвиговом приборе // Исследования деформационных и прочностных свойств грунтов. Межвузовский сборник научных трудов. Воронеж. 1986. С. 43-45.

11. Алексеев С.И. Опыт автоматического расчёта фундаментов на многослойном нелинейно деформируемом основании // Вклад специалистов в ускорение научно-технического прогресса. Тезисы докладов научно-технической конференции. Псков. 1987. С. 122-123.

12. Алексеев С.И. Определение зоны напряжённого состояния грунта при плоском сдвиге // Вклад специалистов в ускорение научно-технического прогресса. Тезисы докладов научно-технической конференции. Псков. 1987. С. 125-126.

13. Алексеев С.И. Методика расчёта фундаментов при нелинейной работе основания // Вклад специалистов в ускорение научно-технического прогресса. Тезисы докладов научно-технической конференции. Псков. 1987. С. 126-128.

14. Алексеев С.И., Сорокин С.В. О напряжённо-деформируемом состоянии грунта в сдвиговом приборе // Вклад специалистов в ускорение научно-технического прогресса. Тезисы докладов научно-технической конференции. Псков. 1987. С. 123-124.

15. Алексеев С.И., Колмогоров С.Г. Исследование работы фундаментов зданий сельской застройки Псковской области в условиях нелинейно деформируемого основания // Отчёт по хоз. договору № гос. рег. 01860024390, Псковский филиал ЛПИ. Псков. 1987. 260 с.

16. Алексеев С.И. Инженерный метод расчёта фундаментов на нелинейно деформируемом основании // Информ. листок № 23-88, Псковский ЦНТИ. 1988. 4 с.

17. Алексеев С.И., Туманов А.Г. Изображение с помощью графопостроителя сечений фундаментов по заданным размерам // Системы автоматизированного проектирования фундаментов и оснований. Тезисы докладов научно-технического семинара. Челябинск. 1988. с.12.

18. Алексеев С.И. Учёт упругопластической работы основания при расчёте осадки фундамента // Исследование и расчёт оснований и фун-

даментов при действии статических и динамических нагрузок. Межвузовский сборник НИИ, Новочеркасск. 1988. С.33-41.

19. Алексеев С.И. Программа расчёта фундаментов. Информ. листок № 76-89, Псковский ЦНТИ. 1989. 3 с.

20. Алексеев С.И. Расчёт фундаментов при нелинейно деформируемом основании // Использование достижений нелинейной механики грунтов в проектировании оснований и фундаментов. Тезисы докладов 2 Всесоюзной конференции. Йошкар-Ола. 1989. С. 85-86.

21. Алексеев С.И. Реферат программы "NL" // Основания, фундаменты и механика грунтов. М., 1989. №5, С.16.

22. Алексеев С.И., Колмогоров С.Г. Проектирование фундаментов на естественном основании по заданной осадке с использованием персонального компьютера // Вклад вузовских учёных в создание надёжной продукции высокого уровня. Тезисы докладов научно-технической конференции Псковского филиала ЛПИ. Псков. 1989. С. 70-71.

23. Алексеев С.И. Рекомендации по проектированию фундаментов по заданной осадке с учётом нелинейной работы основания. Псков. ПфЛПИ. 1990. 42 с.

24. Алексеев С.И. Метод проектирования фундаментов по заданной осадке для оснований, работающих за пределом упругости // Депон. во ВНИИТПИ Госстроя СССР, № 10299. Вып.1. 1990.

25. Алексеев С.И. Метод проектирования фундаментов по заданной осадке с учётом нелинейной работы основания // Проблемы науки, образования, общества. Краткие тезисы к предстоящей конференции. Псков. Пф ЛГТУ. 1991. С. 71-73.

26. Алексеев С.И. Надёжность оснований при строительстве индивидуальных домов на слабых грунтах // Актуальные вопросы образования, науки и техники. Тезисы научно-технической конференции. Часть 1. Псков, ППИ, СПбГТУ. 1995. С. 70-72.

27. Алексеев С.И. Новая методика расчёта фундаментов на естественном основании для промышленного и гражданского строительства // Актуальные вопросы образования, науки и техники. Тезисы научно-технической конференции. Часть 1. Псков, ППИ, СПбГТУ. 1995. С. 59-61.

28. Алексеев С.И. Проектирование фундаментов зданий с одинаковой осадкой. Псков, ППИ, СПбГТУ. 1995. 64 с.

29. Амусин Б.З., Фадеев А.Б. Метод конечных элементов при решении задач горной геомеханики. М.: Недра, 1975. 142 с.

30. Амшеюс И.Ю., Шимкус И.Ю. О расчёте осадок нелинейно-деформируемого основания, нагруженного гибкой полосовой нагрузкой // Современные проблемы нелинейной механики грунтов. Тезисы докладов Всесоюзной конференции. Челябинск. 1985. С. 107-108.

31. Бабков В.Ф., Безрук В.М. Основы грунтоведения и механики грунтов. М.: Высшая школа, 1976. 327 с.

32. Бартоломей А.А., Пилягин А.В., Казанцев С.В. Исследование напряжённо-деформированного состояния упругопластических оснований прямоугольных фундаментов // Современные проблемы нелинейной механики грунтов. Тезисы докладов Всесоюзной конференции. Челябинск. 1985. С. 111-112.

33. Бахолдин Б.В. Осадка фундаментов при значительном развитии в грунте зон предельного равновесия // Основания и фундаменты. НИИОПС. Сборник трудов №57. М., 1967. С.10-17.

34. Башкиров Е.В., Лупан Ю.Т., Шутенко Л.Н. Определение параметров уравнений состояния грунтов при сложном нагружении // Современные проблемы нелинейной механики грунтов. Тезисы докладов Всесоюзной конференции. Челябинск. 1985. С. 44-45.

35. Березанцев В.Г. и др. Исследование прочности песчаных оснований. М.: Трансжелдориздат. 1958.

36. Березанцев В.Г. Расчёт прочности оснований сооружений. М.: Гостройиздат, 1960.

37. Болдырев Г.Г. Нелинейный анализ глинистого основания // Современные проблемы нелинейной механики грунтов. Тезисы докладов Всесоюзной конференции. Челябинск. 1985. С. 114-115.

38. Болдырев Г.Г., Никитин Е.В. Деформации песка в основании полового штампа // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1987. №1. С.26-28.

39. Бромштейн К.Г., Польшин Д.Е., Якобсон Л.С. Опыт автоматического проектирования фундаментов // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1963. №6. С.12-14.

40. Боткин А.И. Исследование напряжённого состояния в сыпучих и связных грунтах // Известия научно-исследовательского института гидротехники. Том XXIV. М-Л., 1939. С. 153-172.

41. Безухов Н.И. Основы теории упругости, пластичности и ползучести. М.: Высшая школа. 1968. 512 с.

42. Бражник В.Н. Применение винтового штампа для определения характеристик свойств грунтов оснований реконструируемых зданий // Матер. семинара/ЛДНТП. Л., 1983. С. 19-23.

43. Бронин В.Н., Татаринов С.В. Об учёте горизонтальных напряжений в основании при определении осадки фундамента // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1993. №4. С. 19-21.

44. Бугров А.К. О применении неассоциированного закона пластического течения в смешанной задаче теории упругости и пластичности // Прочность и устойчивость сооружений и их оснований. Труды ЛПИ. №354. Л., 1976.

45. Бугров А.К., Зархи А.А. Напряжённо-деформированное состояние основания при наличии в нём областей предельного равновесия грунта // Прочность и устойчивость сооружений и их оснований. Труды ЛПИ. №354. Л., 1976.

46. Бугров А.К. Расчёты грунтовых оснований при развитии в них областей предельного напряжённого состояния // Экспериментально-теоретические исследования нелинейных задач в области оснований и фундаментов. Межвузовский сборник НПИ. Новочеркасск. 1979. С. 65-71.

47. Бугров А.К. Напряжённо-деформированное состояние оснований и земляных сооружений с областями предельного равновесия грунта. Докторская диссертация. Л., 1980.

48. Бугров А.К. О влиянии траектории нагружения на напряжённо-деформированное состояние основания // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1980. №2. С.24-26.

49. Бугров А.К., Сипидин В.П., Нарбут Р.М. К вопросу о расчёте оснований сооружений // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1984. №4. С. 27-28.

50. Бугров А.К., Исаков А.А. Расчёты упругопластических оснований и проектирование фундаментов на них // Исследование и расчёты оснований и фундаментов в нелинейной стадии работы. Межвузовский сборник НПИ. Новочеркасск. 1986. С. 18-25.

51. Бугров А.К., Нарбут Р.М., Сипидин В.П. Исследование грунта в условиях трёхосного сжатия // Л.: Стройиздат, 1987. 184 с.

52. Винокуров Е.Ф., Быховцев В.Е., Ильяшевич Е.И. Проектирование оптимальных конструкций фундаментов под стены с помощью ЭЦВМ // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1967. №6. С. 17-18.

53. Винокуров Е.Ф., Микулич В.А. Исследование напряжённо-деформированного состояния заглублённого ленточного фундамента методом конечных элементов // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1975. №5.



54. Вялов С.С. Вопросы теории деформируемости связных грунтов // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1966. №3. С. 1-4.
55. Вялов С.С., Зарецкий Ю.К. Вопросы теории деформирования горных пород с учётом их различного сопротивления сжатию и растяжению // Доклады к 1 Международному конгрессу по механике скальных пород. М.: НИИОПС. 1967.
56. Вялов С.С. Некоторые проблемы механики грунтов // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1970. №2. С. 10-13.
57. Вялов С.С. Новейшие методы исследования прочности и деформируемости грунтов // Труды к VIII Международному конгрессу по механике грунтов и фундаментостроению. М.: Стройиздат. 1973. С. 341-382.
58. Вялов С.С., Миндич А.Л. Осадки и предельное равновесие слабого слоя грунта, подстилаемого жёстким основанием // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1974. №6. С. 14-17.
59. Вялов С.С. Осадки и контактные давления нелинейно деформированного основания при полосовой нагрузки // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1977. №6. С. 15-20.
60. Вялов С.С. Реологические основы механики грунтов. М.: Высшая школа. 1978. 444 с.
61. Герсеванов Н.М., Польшин Д.Е. Теоретические основы механики грунтов и их практическое применение. М.: Стройиздат. 1948. 247 с.
62. Голли А.В. К вопросу определения мощности ограниченной сжимаемой толщи // Инженерно-строительные изыскания. Информационный бюллетень №3 (24). М.: Стройиздат. 1971.
63. Гольдин А.Л., Прокопович В.С. К применению упругопластической дилатансионной модели грунта в расчётах оснований // Исследование и расчёты оснований и фундаментов в нелинейной стадии работы. Межвузовский сборник НПИ. Новочеркасск. 1986. С. 35-44.
64. Гольдштейн М.Н., Кушнер С.Г. Инженерный метод расчёта осадок фундаментов при давлениях, превышающих нормативное // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1970. №5. С. 13-17.
65. Гольдштейн М.Н., Бабицкая С.С., Ломизе Г.М. и др. Деформируемость и прочность грунтов // Труды к VIII Международному конгрессу по механике грунтов и фундаментостроению. М.: Стройиздат. 1973. С. 24-40.
66. Гольдштейн М.Н., Царьков А.А., Черкасов И.И. Механика грунтов, основания и фундаменты. М.: Транспорт. 1981. 320 с.

67. Голубев А.И. Напряжённо-деформируемое состояние анизотропных грунтовых оснований // Современные проблемы нелинейной механики грунтов. Тезисы докладов Всесоюзной конференции. Челябинск. 1985. С. 121-122.

68. Горбунов-Посадов М.И. Устойчивость фундаментов на песчаном основании. М.: Госстройиздат. 1962.

69. Горбунов-Посадов М.И., Маликова Т.А. Расчёт конструкций на упругом основании. М.: Стройиздат. 1973. 627 с.

70. Горбунов-Посадов М.И., Давыдов С.С. О совместной работе оснований и сооружений // Труды к VIII Международному конгрессу по механике грунтов и фундаментостроению. М.: Стройиздат. 1973. С. 383-396.

71. Горбунов-Посадов М.И. Проблемы нелинейной механики грунтов // Экспериментально-теоретические исследования нелинейных задач в области оснований и фундаментов. Межвузовский сборник НПИ. Новочеркасск. 1979. С. 3-8.

72. Горбунов-Посадов М.И., Россихин Ю.В., Битайнис А.Г. Применение современных фундаментов и расчёты оснований в различных грунтовых условиях. Учебное пособие РПИ. Рига. 1979. С. 5-28.

73. Городецкий С.Э. Ползучесть и прочность мёрзлых грунтов // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1975. №3. С. 39-42.

74. Горячев А.П., Кравченко А.А., Фрадис Э.Д. О решении плоской задачи с учётом нелинейной связи между напряжениями и деформациями // Основания, фундаменты и подземные сооружения. Труды V научной конференции молодых научных сотрудников, НИИОСП. М., 1970. С. 3-10.

75. ГОСТ 20276-85. Грунты. Метод полевого определения характеристик деформируемости.

76. ГОСТ 12248-78. Грунты. Метод лабораторного определения сопротивления срезу.

77. Гришин А.В. Численное решение упругопластической задачи совместного расчёта коробчатой конструкции и деформируемого основания // Современные проблемы нелинейной механики грунтов. Тезисы докладов Всесоюзной конференции. Челябинск. 1985. С. 126-127.

78. Далматов Б.И. Механика грунтов, основания и фундаменты. М.: Стройиздат. 1981. 319 с.

79. Далматов Б.И., Чикишев В.М. Определение осадок фундаментов с учётом изменения модуля деформации глинистого грунта в

зависимости от напряжённого состояния // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1984. №1. С. 24-26.

80. Далматов Б.И., Морарескул Н.Н., Науменко В.Г. Проектирование фундаментов зданий и промышленных сооружений. М.: Высшая школа. 1986. 240 с.

81. Далматов Б.И. К вопросу о расчёте оснований зданий // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1992. №1. С. 6-7.

82. Дашко Р.Э. Исследование влияния напряжённого состояния на изменение модуля деформации водонасыщенных глинистых грунтов // Современные проблемы нелинейной механики грунтов. Тезисы докладов Всесоюзной конференции. Челябинск. 1985. С. 51-52.

83. Денисов Н.Я. О стадийной деформируемости глинистых пород. М.: ДАН СССР. т.6. №4. 1947.

84. Дидух Б.И., Иоселевич В.А. Описание деформаций грунтового образца различными деформационными теориями // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1966. №1. С. 3-6.

85. Дидух Б.И., Иоселевич В.А. О построении теории пластического упрочнения грунта // Известия АН СССР. МТТ. 1970. №2. С. 155-158.

86. Довнарлович С.В., Польшин Д.Е. О выборе размера модели фундамента при моделировании осадок песчаного основания // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1967. №4. С. 27-28.

87. Драновский А.Н., Россихин С.Н. Исследование распорных напряжений при стеснённом сдвиге грунтов // Основания и фундаменты в сложных инженерно-геологических условиях. Межвузовский сборник. Казань. 1983. С. 17-21.

88. Драновский А.Н. Интерпретация результатов при исследовании дилатансии на приборе прямого сдвига // Современные проблемы нелинейной механики грунтов. Тезисы докладов Всесоюзной конференции. Челябинск. 1985. С. 54-56.

89. Дыба В.П. Построение характеристик деформируемого состояния упругопластического основания // Исследование напряжённо-деформированного состояния оснований и фундаментов. Межвузовский сборник НПИ. Новочеркасск. 1977. С. 16-20.

90. Егоров К.Е., Шилова О.Д. Определение нормативного давления на грунты основания под круглым штампом // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1968. №2. С. 6-7.

91. Елизаров С.А., Малышев М.В. Критерии несущей способности и различные фазы деформирования основания // Основания, фундаменты механика грунтов. 1993. №4. С. 2-5.

92. Ефремов М.Г., Коновалов П.А., Михеев В.В. К вопросу о распределении послонных деформаций грунта в сжимаемой толще глинистых и песчаных оснований // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1963. №6. С. 5-7.

93. Жихович В.В. К уточнению экспериментальных значений сопротивления грунтов сдвигу // Известия вузов. Строительство и архитектура. Новосибирск. 1980. №3.

94. Жихович В.В. Характер смещения грунта при одноплоскостном срезе // Известия вузов. Строительство и архитектура. Новосибирск. 1983. №4.

95. Зарецкий Ю.К. Некоторые вопросы теории нелинейной консолидации // Труды к VII Международному конгрессу по механике грунтов и фундаментостроению. М.: Стройиздат. 1969. С. 75-85.

96. Зарецкий Ю.К., Ломбардо В.Н., Грошев М.Е. Пластическое течение грунтовых массивов // Известия вузов. Строительство и архитектура. Новосибирск. 1979. №2. С. 3-24.

97. Зарецкий Ю.К. и др. Деформируемость и прочность песчаного грунта в условиях плоской деформации при различных траекториях нагружения // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1981. №4.

98. Зарецкий Ю.К., Ломбардо В.Н. Статика и динамика грунтовых плотин. М.: Энергоатомиздат. 1983. 255 с.

99. Зарецкий Ю.К., Чумичёв Б.Д. Определение прочностных и деформативных характеристик глинистых грунтов испытаниями на сдвиг в кинематическом режиме // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1995. №6. С. 7-10.

100. Иванов П.Л. Грунты и основания гидротехнических сооружений. М.: Высшая школа. 1985. 351 с.

101. Иващенко И.Н. Влияние траектории нагружения на деформируемость глинистых грунтов // Материалы научного семинара АзПИ, Баку. 1966. С. 58-70.

102. Ильичёв В.А. Совершенствование методов механики грунтов - один из главных путей улучшения проектных решений в строительстве // Современные проблемы нелинейной механики грунтов. Доклад на Всесоюзной конференции. Челябинск. 1985.

103. Инструкция по определению экономической эффективности использования в строительной техники, изобретений и ра-

ционализаторских предложений СН 509-78. М.: Госстрой СССР, Стройиздат. 1979.

104. Иоселевич В.А. О законах деформирования нескальных грунтов // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1967. №4. С. 3-7.

105. Качанов Л.М. Основы теории пластичности. М., 1956.

106. Кириллов В.М. Осадки жёсткого штампа на нелинейном основании // Способы устройства фундаментов и подземных этажей в условиях слабых и мёрзлых грунтов. Межвузовский тематический сборник трудов ЛИСИ. Л., 1985. С. 22-30.

107. Кириллов В.М. Приближённый учёт зон пластических деформаций под жёстким штампом // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1992. №4. С. 2-5.

108. Клевцов И.А. Закрепление пластических и структурно-пластических оползней методом обжига // Труды ВНИИ желдортранспорта. 1954. Вып. 89.

109. Клепиков С.Н., Клещёв П.Е. Учёт свойств дилатансии грунтов в основаниях подрабатываемых зданий и сооружений // Современные проблемы нелинейной механики грунтов. Тезисы докладов Всесоюзной конференции. Челябинск. 1985. С. 133-134.

110. Ковтун В.П. Изучение процесса деформации сыпучих материалов при сдвиге в условиях плоской деформации // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1986. №2. С. 24-26.

111. Когаев В.П. Расчёты на прочность при напряжениях, переменных во времени. М.: Машиностроение. 1977. 230 с.

112. Колмогоров С.Г. Методика определения сил сцепления глинистых грунтов. Кандидатская диссертация. М., 1983. 195 с.

113. Коновалов П.А. Исследования глубины деформативной зоны под штампом в полевых условиях // Основания и фундаменты. Сборник № 54, НИИОСП. М.: Стройиздат. 1964.

114. Коновалов П.А., Безволев С.Г., Бурханов А., Джумаев К.М. Экспериментально-теоретические исследования деформирования водонасыщенных лёссовых грунтов среднеазиатского региона // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1994. №3. С. 27-31.

115. Копейкин В.С. и др. Развитие деформации зон и поверхностей скольжения в основании полосового штампа // Современные проблемы нелинейной механики грунтов. Тезисы докладов Всесоюзной конференции. Челябинск. 1985. С. 67-68.

116. Копейкин В.С., Дёмкин В.М. Разрушение песчаного грунта в основании при нагружении полосовым штампом // Исследование и рас-

чёты оснований и фундаментов в нелинейной стадии работы. Межвузовский сборник НИИ. Новочеркасск. 1986. С. 121-125.

117. Копейкин В.С. Упругопластический анализ нелинейной стадии работы грунтового основания // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1991. №6. С. 4-7.

118. Копейкин В.С., Сидорчук В.Ф. Расчёт осадок фундаментов с учётом влияния напряжённого состояния на характеристики деформируемости грунта // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1993. №4. С. 8-13.

119. Косте Ж., Санглера Г. Механика грунтов. Практический курс (перевод с французского). М.: Стройиздат. 1981. 451 с.

120. Косицын Б.А. Об учёте нелинейности деформирования основания при расчёте эксплуатируемых зданий на неравномерные осадки // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1981. №2. С. 11-13.

121. Костерин Э.В. К методике определения сопротивления сдвигу глинистых грунтов // Гидротехническое строительство. 1957. №7. С. 37-41.

122. Криворотов А.П. О распределении касательных напряжений в зоне формирования грунтового ядра // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1975. №1. С. 35-37.

123. Криворотов А.П., Бабелло В.А. Результаты исследования напряжённо-деформированного состояния песчаного основания жёстких штампов // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1981. №3. С. 24-27.

124. Криворотов А.П., Фёдоров В.К. Напряжённое состояние песчаного основания вне загруженного участка в условиях плоской деформации // Известия вузов. Строительство и архитектура. Новосибирск. 1972. №6. С. 100-106.

125. Криворотов А.П. и др. Закономерности изменения напряжённо-деформируемого состояния в отдельных точках грунтового основания жёсткого полосового штампа // Современные проблемы нелинейной механики грунтов. Тезисы докладов Всесоюзной конференции. Челябинск. 1985. С. 68-69.

126. Криворотов А.П., Халтурина Л.В. Напряжённое состояние глинистого грунта в контактном слое под подошвой жёсткого полосового штампа // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1991. №2. С. 20-23.

127. Крыжановский А.Л., Чевикин А.С., Куликов О.В. Эффективность расчёта оснований с учётом нелинейных деформативных

свойств грунтов // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1095. №5.

128. Крыжановский А.Л., Куликов О.В. К расчёту устойчивости откосов // Гидротехническое строительство 1977. №5. С. 38-44.

129. Крыжановский А.Л. Расчёт оснований сооружений в нелинейной постановке с использованием ЭВМ. (Учебное пособие). М.: МИСИ. 1982. 73 с.

130. Крыжановский А.Л. Механическое поведение грунтов в условиях пространственного напряжённого состояния // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1983. №1. С. 23-27.

131. Лиховцев В.М. Структура и возможность пакета конечноэлементных прикладных программ "Радуга" (НИИОСП) для решения задач механики грунтов и фундаментостроения // Современные проблемы нелинейной механики грунтов. Тезисы докладов Всесоюзной конференции. Челябинск. 1985. С. 144-145.

132. Лиховцев В.М., Эстрин И.Ю. Некоторые аспекты численной реализации решения задач о взаимодействии штампа и основания методом конечных элементов // Труды НИИ оснований и подземных сооружений. 1985. Вып. 84. С. 174-182.

133. Ломизе Г.М. Вопросы деформируемости и прочности грунтовой среды // Вопросы прочности и деформируемости грунтов. Материалы семинара АзПИ. Баку. 1966. С. 7-26.

134. Ломизе Г.М., Иващенко И.Н., Захаров М.Н. Деформируемость глинистого грунта в условиях сложного нагружения // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1970. №6. С. 3-5.

135. Ломизе Г.М., Крыжановский А.Л., Петрянин В.Ф. Исследование закономерностей развития напряжённо-деформированного состояния песчаного основания при плоской деформации // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1972. №1. С. 4-7.

136. Ломизе Г.М., Суханов Е.И. О предельном напряжённом состоянии и разрушении глинистых грунтов // Гидротехническое строительство. 1979. №8. С. 21-29.

137. Малышев М.В. Теоретические и экспериментальные исследования несущей способности песчаного основания // Информ. мат. ВОДГЕО. М., 1953. №2. 83 с.

138. Малышев М.В., Зарецкий Ю.К., Широков В.Н., Черемных В.А. О совместной работе жёстких фундаментов и нелинейно-деформируемого основания // Труды к VIII Международному конгрессу

по механики грунтов и фундаментостроению. М.: Стройиздат. 1973. С. 97-104.

139. Малышев М.В. Образование и развитие пластической области под краем фундамента при различном коэффициенте бокового давления грунта // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1975. №1. С. 31-35.

140. Малышев М.В., Дёмкин В.М. Расчёт многослойных оснований с учётом нелинейности деформативных свойств грунтов // Экспериментально-теоретические исследования нелинейных задач в области оснований и фундаментов. Межвузовский сборник НПИ. Новочеркасск. 1979. С. 90-98.

141. Малышев М.В. Прочность грунтов и устойчивость оснований (издание второе). М.: Стройиздат. 1994. 228 с.

142. Маслов Н.Н. Вопросы геотехнических исследований // Свирь-строй. Вып. IV. Л. 1935. С. 160-177.

143. Маслов Н.Н. Основы инженерной геологии и механики грунтов. М.: Высшая школа. 1982. 511 с.

144. Методическое руководство по исследованию напряжений оптическим методом (ИГД им. А.А. Скочинского). М., 1963. 65 с.

145. Метс М.А. Природа нелинейности слабых грунтов // Современные проблемы нелинейной механики грунтов. Тезисы докладов Всесоюзной конференции. Челябинск. 1985. С. 77-78.

146. Месчан С.Р. Ползучесть глинистых грунтов // Институт математики и механики Арм. ССР. Ереван. 1967. 317 с.

147. Месчан С.Р. Начальная и длительная прочность глинистых грунтов. М.: Недра. 1978. 206 с.

148. Месчан С.Р. Экспериментальная реология глинистых грунтов. М.: Недра. 1985. 341 с.

149. Микулич В.А., Галецкий В.В. Экспериментальное исследование предельного и запредельного состояния грунта в условиях плоской деформации // Современные проблемы нелинейной механики грунтов. Тезисы докладов Всесоюзной конференции. Челябинск. 1985. С. 78-79.

150. Мурашёв А.К. Расчёт осадок фундаментов на естественных грунтовых основаниях // Современные проблемы нелинейной механики грунтов. Тезисы докладов Всесоюзной конференции. Челябинск. 1985. С. 150-151.



151. Мурзенко Ю.Н. Определение усилий в жёстком фундаменте с учётом пластических деформаций оснований // Доклады XVII научной конференции НПИ. Строительная секция. Новочеркасск. 1966.

152. Мурзенко Ю.Н. Экспериментальные исследования напряжённо-деформированного состояния несвязного основания под жёстким фундаментом // Основания, фундаменты и подземные сооружения. Научные труды, вып. 2. М.: Высшая школа. 1967. С. 177-191.

153. Мурзенко Ю.Н. Методика обработки и анализа экспериментальных исследований напряжённо-деформированного состояния песчаного основания под жёстким фундаментом // Экспериментальные исследования инженерных сооружений. НПИ. Новочеркасск. 1969. С. 22-31.

154. Мурзенко Ю.Н. Основные принципы моделирования совместной работы фундаментов и песчаного основания // Экспериментальные исследования инженерных сооружений. НПИ. Новочеркасск. 1969. С. 85-93.

155. Мурзенко Ю.Н. Экспериментально-теоретические исследования силового взаимодействия фундаментов и песчаного основания: Автореф. дис. доктора технических наук. Новочеркасск. 1972. 43 с.

156. Мурзенко Ю.Н. Применение решений смешанной задачи теории упругости и пластичности грунтов к расчёту оснований ленточных фундаментов // Исследование напряжённо-деформированного состояния оснований и фундаментов. Межвузовский сборник НПИ. Новочеркасск. 1977. С. 11-16.

157. Мурзенко Ю.Н., Галашев Ю.В., Дыба В.П. Экспериментальные исследования тензора деформаций и тензора напряжений по оси круглого штампа на песчаном основании // Исследование напряжённо-деформируемого состояния оснований и фундаментов. Межвузовский сборник НПИ. Новочеркасск. 1977. С. 23-27.

158. Мурзенко Ю.Н. Некоторые особенности и область применения решения смешанной упругопластической задачи в расчётах оснований // Экспериментально-теоретические решения нелинейных задач в области оснований и фундаментов. Межвузовский сборник НПИ. Новочеркасск. 1979. С. 55-65.

159. Мурзенко Ю.Н. Проектирование оснований зданий и сооружений в нелинейной стадии работы. Учебное пособие НПИ. Новочеркасск. 1981. 37 с.

160. Мурзенко Ю.Н. Расчёт оснований зданий и сооружений в упругопластической стадии работы с применением ЭВМ. Л.: Стройиздат. 1989. 135 с.

161. Никитина Н.С. Прогноз осадок фундаментов при нелинейной зависимости между напряжениями и деформациями в грунтах оснований. Кандидатская диссертация. М.: МИСИ.1984.167 с.

162. Никитина Н.С. Несущая способность многослойных оснований // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1986. №4. С. 23-25.

163. Никитина Н.С. Расчёт осадок многослойных оснований в нелинейной постановке // Исследование и расчёты оснований и фундаментов в нелинейной стадии работы. Межвузовский сборник НИИ. Новочеркасск. 1986. С. 58-62.

164. Николаевский В.Н. Механические свойства грунтов и теория пластичности // Механика твердых деформированных тел. М. Том 6. 1972. 85 с.

165. Николаевский В.Н. Послесловие. Современные проблемы механики грунтов // Механика (новое в зарубежной науке). М.: Мир. 1975. №2. С. 210-229.

166. Николаевский В.Н. Дилатансия и законы необратимого деформирования грунтов // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1979. №5. С. 29-32.

167. Ничипорович А.А. Сопротивление связных грунтов сдвигу при расчёте гидротехнических сооружений на устойчивость. М.: Стройиздат. 1948.

168. Новожилов В.В. Основы нелинейной теории упругости. М-Л.: Гостехиздат. 1948. 146 с.

169. Орнатский Н.В. Механика грунтов. М.:МГУ.1962. 447 с.

170. Панов С.И. Аналитическое исследование нагрузочного изменения деформативных свойств грунтовых сред // Современные проблемы нелинейной механики грунтов. Тезисы докладов Всесоюзной конференции. Челябинск. 1985. С. 151-152.

171. Перов В.П., Скрынник О.Н. Влияние изменения модуля деформации в зависимости от напряжённого состояния на осадку фундаментов // Современные проблемы нелинейной механики грунтов. Тезисы докладов Всесоюзной конференции. Челябинск. 1985. С.153.

172. Покровский Г.И. Трение и сцепление в грунтах. М.: Стройиздат. 1941.

173. Попов Б.П. Применение анализа размерности к опытам с пробными нагрузками // Инженерно-геологические исследования для гидрогеологического строительства. М.: Госгеологоиздат. т.2. 1950.

174. Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 2.0201-83) НИИОСП им. Герсеванова. М.: Стройиздат. 1986. 414 с.

175. Проскуряков С.М. Обобщённое представление зависимости "осадка - нагрузка" по результатам численных упругопластических расчётов // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1991. №3. С. 25-27.

176. Ревенко В.В. Развитие пластических деформаций в основании круглого штампа // Исследование напряжённо-деформированного состояния оснований и фундаментов. Межвузовский сборник НИИ. Новочеркасск. 1977. С. 20-23.

177. Рейнер М. Деформация и течение. Введение в реологию. М.: Гостехиздат. 1963. 381 с.

178. Рудаков В.Н., Шутенко Л.Н. Исследование влияния начального шарового тензора на конечные прочностные и деформативные характеристики горных пород при кратковременном нагружении // Современные проблемы нелинейной механики грунтов. Тезисы Всесоюзной конференции. Челябинск. 1985. С. 89-91.

179. Рыжов А.М. Определение прочности и деформируемости грунтов в строительстве. Киев.: Будевельник. 1976.

180. Рыжов А.М. О некоторых закономерностях нелинейной механики грунтов // Современные проблемы нелинейной механики грунтов. Тезисы докладов Всесоюзной конференции. Челябинск. 1985. С. 15-17.

181. Сборник областных базисных цен на местные материалы, изделия и конструкции для сельского строительства в Псковской области. Псков. 1983. 13 с.

182. Сидоров Н.Н., Сипидин В.П. Современные методы определения характеристик механических свойств грунтов. Л.: 1972. 135 с.

183. Скормин Г.А. Экспериментальное исследование напряжённо-деформированного состояния основания конечной толщины под круглым жёстким штампом // Основания, фундаменты и подземные сооружения. Труды V научной конференции молодых научных сотрудников, НИИОСП. М. 1970. С. 54-61.

184. Скормин Г.А., Мальшев М.В. Экспериментальное исследование распределения напряжений в песчаном основании под круглым штампом в

процессе роста нагрузки // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1970. №5. С. 1-4.

185. Снарский А.С. К вопросу о напряжениях и перемещениях в основании круглого штампа // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1974. №5. С. 38-40.

186. Соколовский В.В. Теория пластичности. М.: Гостехиздат. 1950.

187. Соколовский В.В. Устойчивость оснований и откосов. Известия ОН АН СССР. 1952. №8.

188. Соловьёв Ю.И. Модель пластического деформирования грунтов с упрочнением // Вопросы инженерной геологии, оснований и фундаментов. Труды НИИЖТа. Новосибирск. 1969. Вып. 90. С. 148-163.

189. Соловьёв Ю.И., Караулов А.М., Крайванов А.В. Модель упрочняющегося грунта и развитие пластических деформаций в основании // Исследование и расчёты оснований и фундаментов в нелинейной стадии работы. Межвузовский сборник НИИ. Новочеркасск. 1986. С. 25-35.

190. Соломин В.И., Копейкин В.С., Шматков С.Б. Численное решение нелинейных задач о взаимодействии фундаментов с грунтовым основанием // Экспериментально-теоретические исследования нелинейных задач в области оснований и фундаментов. Межвузовский сборник НИИ. Новочеркасск. 1979. С. 44-54.

191. Соломин В.И., Шматков С.Б. Методы расчёта и оптимальное проектирование железобетонных фундаментных конструкций. М.: Стройиздат. 1986. 207 с.

192. Сорочан К.А., Трофименков Ю.Г. и др. Справочник проектировщика. Основания, фундаменты и подземные сооружения. М.: Стройиздат. 1985. 479 с.

193. Строганов А.С. Метод прогноза конечных осадок оснований сооружений. Труды МЭИ. 1956. М. Вып. XIV. С. 48-56.

194. Строганов А.С. Прочность оснований сооружений // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1983. №3. С. 23-27.

195. Тер-Мартиросян З.Г. Приближённый метод учёта упруго-пластических деформаций грунтов оснований при действии местной нагрузки // Экспериментально-теоретические исследования нелинейных задач в области оснований и фундаментов. Межвузовский сборник НИИ. Новочеркасск. 1979. С. 98-103.

196. Трофименков Ю.Г., Воробков Л.И. Полевые методы исследования строительных свойств грунтов. М.: Стройиздат. 1981. 213 с.

197. Улицкий В.М. Геотехническое обоснование реконструкции зданий на слабых грунтах. СПбГАСУ. С-П. 1995. 150 с.
198. Фадеев А.Б., Репина П.И., Абдылдаев Э.К. Метод конечных элементов при решении геотехнических задач и программа "Геотехника". ЛИСИ. Л. 1982. 72 с.
199. Фадеев А.Б. Метод конечных элементов в геомеханике. М.: Недра. 1987. 220 с.
200. Федоровский В.Г., Кагановская С.Е. Жёсткий штамп на нелинейно-деформируемом связном основании (плоская задача) // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1095. №1. С. 41-44.
201. Фёдоров И.В. Некоторые задачи упругопластического распределения напряжений в грунтах, связанных с расчётом оснований // Институт механики грунтов АН СССР. М. 1958. т. XXVI. С. 204-215.
202. Фёдоров И.В. Методы расчёта устойчивости склонов и откосов // АСИА СССР ВНИИ Водгео. М.: Госстройиздат. 1962. 201 с.
203. Флорин В.А. Основы механики грунтов. М-Л.: Госстройиздат. 1959. т.1. С. 152-157.
204. Хаимова-Малькова Р.И. Методика исследований напряжений поляризационно-оптическим методом. М.: Наука. 1970. 116 с.
205. Хакимов Х.Р. К вопросу о расчёте глубоких опор по деформациям // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1967. №6. С. 14-17.
206. Харр М.Е. Основы теоретической механики грунтов. М.: Стройиздат. 1971. 319 с.
207. Христофоров В.С., Задворнев Г.А. Определение прочностных и нелинейных деформативных характеристик несвязного грунта по результатам прессиометрических испытаний // Экспериментально-теоретические исследования нелинейных задач в области оснований и фундаментов. Межвузовский сборник НПИ. Новочеркасск. 1979.
208. Цытович Н.А. Механика грунтов. М.: Госстройиздат. 1963. 636 с.
209. Цытович Н.А., Тер-Мартirosян З.Г. Основы прикладной геомеханики в строительстве. М.: Высшая школа. 1981. 319 с.
210. Чижиков П.Г., Беда В.Н. Расчёт оснований и фундаментов по деформациям // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1972. №5. С. 11-13.
211. Швец В.Б., Кульчицкий Г.Б. Экспериментальное исследование глубины сжимаемой толщи основания под подошвой штампов // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1970. №1. С. 10-12.

212. Широков В.Н. Теоретические исследования напряжённо-деформированного состояния сыпучей среды, нагруженной посредством круглого штампа // Основания, фундаменты и подземные сооружения. Труды V научной конференции молодых научных сотрудников НИИОСП. М. 1970. С. 3-10.

213. Широков В.Н., Соломин В.И., Малышев М.В., Зарецкий Ю.К. Напряжённое состояние и перемещения весомого нелинейно-деформируемого грунтового полупространства под круглым жёстким штампом // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1970. №1. С. 2-5.

214. Широков В.Н. Модель песчаного грунта // Современные проблемы нелинейной механики грунтов. Тезисы докладов Всесоюзной конференции. Челябинск. 1985. С. 27-28.

215. Штаерман И.Я. Распределение давления под фундаментом при наличии пластической зоны // Материалы совещания по теории расчёта балок и плит на сжимаемом основании. М.: МИСИ. 1956. Сборник трудов №14. С. 32-56.

216. Яковлев П.И., Школа А.В. Теория предельного напряжённого состояния грунтовых оснований в вероятностной постановке // Современные проблемы нелинейной механики грунтов. Тезисы докладов Всесоюзной конференции. Челябинск. 1985. С. 177-178.

217. Brinch Hansen J. A revised and extended formula for bearing capacity. Daning Geotechnical Institute, DGJ-Bulletin 128. Copenhagen. 1970.

218. Drucker D.C., Prager W. Soil mechanics and plastic analysis or limit design. Qufit. Appl.Math. 1952. Vol. 10. P. 157-165.

219. Drucker D.C., Gibson R.E., Henkel D.I. Soil mechanics and work-hardening theories of plasticity. Nrans. ASCE. 1957. Vol.122. 338 p.

220. Green G.E., Bishop A.W. A note on the drained strength of sand under deneralised strain conditions. Geotechnique 19. 1963. P.144-149.

221. Peterson R., Iverson N.L., Rivard P.J. Studies of several dam failures on clay foundations. Proc. of the 4th Intern. Conf. on Soil Mechanics and Found Eng. Vol.2, 348. London. 1957.

222. Rice J.R. The initiation and growth of shear bands, Plasticity and Soil Mtchanics, ed. A.C. Palmer, Cambridge. 1973.

223. Roscoe K.H., Burland J.B. On the deneralized stress-strain behaviour of "wet" clay. "Engineering plasticity". Cambridge University press. Heyman, Seskie, Eds. 1968. P. 535-609.

224. Roscoe K.H. The influence of strains in soil mechanics. "Geotechnique", 20.12. 1970. P. 129-170.

225. Schofield A.N., Wroth C.P. Critical state soil mechanics, Mc. Grow-Hill, Ltd., New-York. 1968.
226. Shield R.T. Mixed boundary value problems in soil mechanics, Quarterly of Applied Mathematics, 11, 1953. P. 61-75.
227. Schmertmann J.H. Static cone to compute static settlement over sand. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proc. of the ASCE, SM3, May, 1970.
228. Trollop D., Chan C. Soil structure and stress strain phenomenon. Proc. of the Amer. Soc. Civ. Engrs., Vol.86, pt. NSMR, 1960.
229. Vardoulakis J., Gdoutos G., Cuddeback G. Formation of shear bands in sand bodies as a bifurcation problem. Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech. 2. 1978. P. 99-128.
230. Vesic A.S. Bearing capacity of shallow foundations. In: Winterkorn H.F., Hsai-Jang Fang. Foundation Engineering Handbook. Van Nostrand Reinhold Company, New-York. 1975.
231. Yong R.N., McKyes E. Yield and failure of a clay under triaxial stresses. Proc. ASCE No SM1. 1971. P. 159-176.

**ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ К РАСЧЁТУ ФУНДАМЕНТОВ  
ЛЕСОПИЛЬНОГО ЦЕХА В Г. ПУСТОШКА,  
ПСКОВСКОЙ ОБЛАСТИ ПО ПРОГРАММЕ "NL" (КОНТРОЛЬНЫЙ  
ПРИМЕР)**

(См. фрагмент плана проектируемых фундаментов и геологический разрез площадки строительства).

Грунтовые условия площадки строительства:

1 сл. грунта - песок мелкий, влажный, средней плотности

$$\varphi_1=28^\circ; C_1=3 \text{ кПа}; E_{01}=19 \text{ МПа}; \gamma_1=19 \text{ кН/м}^3;$$

$$v=0,3; H_1=3,7 \text{ м}; \gamma_1=15,8 \text{ кН/м}^3.$$

2 сл. грунта - супесь от полутвёрдой, до твёрдой консистенции

$$\varphi_2=26^\circ; C_2=15 \text{ кПа}; E_{02}=30 \text{ МПа}; \gamma_2=20,6 \text{ кН/м}^3;$$

$$v=0,35; \gamma_{cp}=15,8 \text{ кН/м}^3.$$

Данные по проектируемым фундаментам:

1 - высота фундамента - 1,5 м;

2 - глубина заложения фундамента - 1,65 м;

3 - подвала нет.

Характеристики нагрузок (един. измерения, для сил - кН; для моментов - кН·м).

Количество рассчитываемых фундаментов 5 сечений:

№1  $N_B = 321$  ,  $M_B = 54$  ,  $Q_B = 8,0$  ,  $M_L = 0$  ,  $Q_L = 0$ .

№2  $N_B = 498$  ,  $M_B = 162$  ,  $Q_B = 8,9$  ,  $M_L = 0$  ,  $Q_L = 0$ .

№3  $N_B = 542$  ,  $M_B = 35$  ,  $Q_B = 3,6$  ,  $M_L = 0$  ,  $Q_L = 0$ .

№4  $N_B = 548$  ,  $M_B = 109$  ,  $Q_B = 11,7$  ,  $M_L = 0$  ,  $Q_L = 0$ .

№5  $N_B = 366$  ,  $M_B = 54$  ,  $Q_B = 8,0$  ,  $M_L = 0$  ,  $Q_L = 0$ .



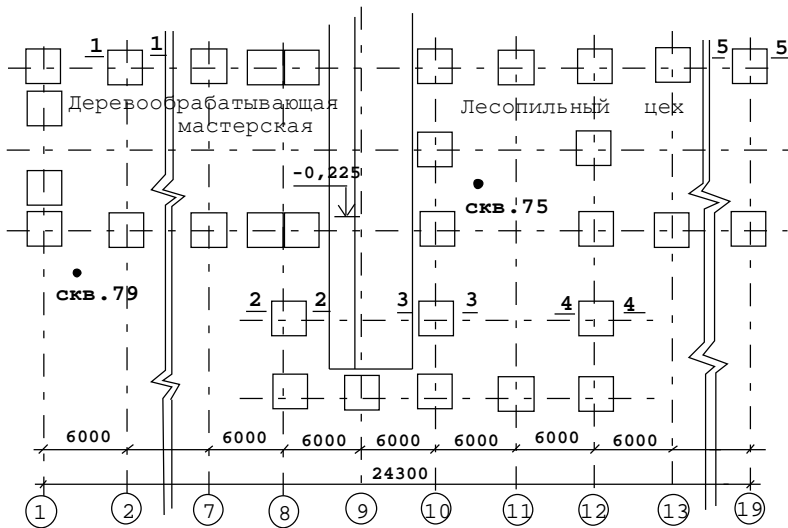
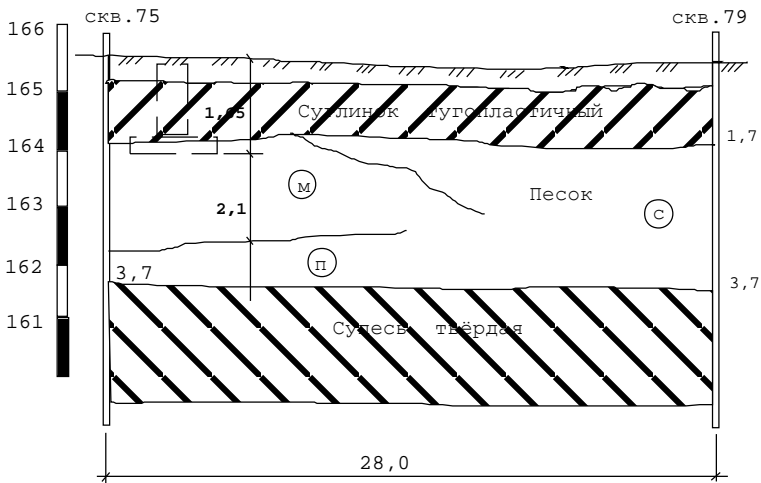


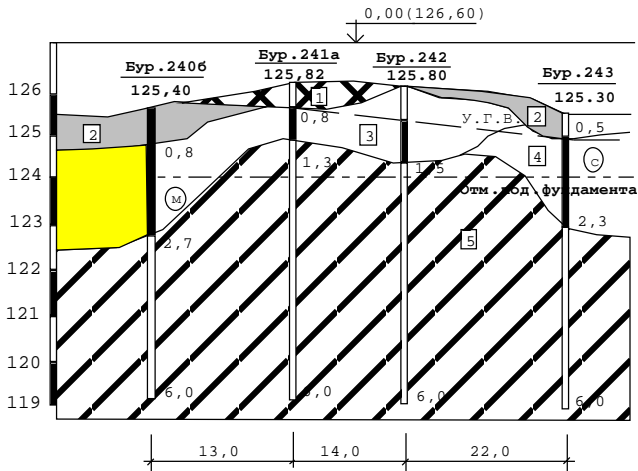
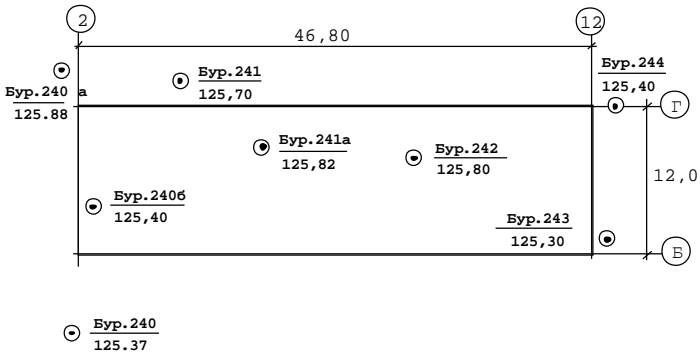
Схема - фрагмент плана фундаментов лесопильного цеха в г. Пустошка, Псковской области.



Инженерно-геологический разрез площадки строительства лесопильного цеха.

ПРИЛОЖЕНИЕ 2

ПЛАНЫ, РАЗРЕЗЫ ФУНДАМЕНТОВ И ГЕОЛОГИЧЕСКИЕ УСЛОВИЯ  
 НЕКОЛЬКИХ ПЛОЩАДОК  
 СТРОИТЕЛЬСТВА СООРУЖЕНИЙ,  
 ДЛЯ КОТОРЫХ ПРОВОДИЛСЯ РАСЧЁТ ФУНДАМЕНТОВ  
 ПО МЕТОДИКЕ АВТОРА



План скважин и геологический разрез площадки строительства 18 кв. жилого дома в п. "Струги Красные", Псковской области.

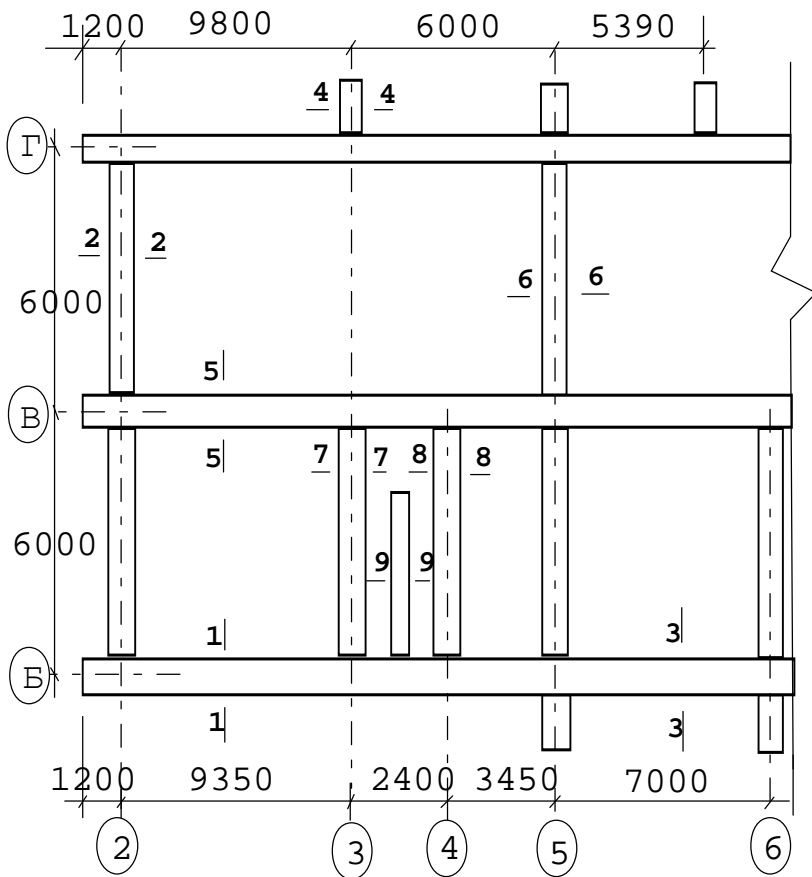
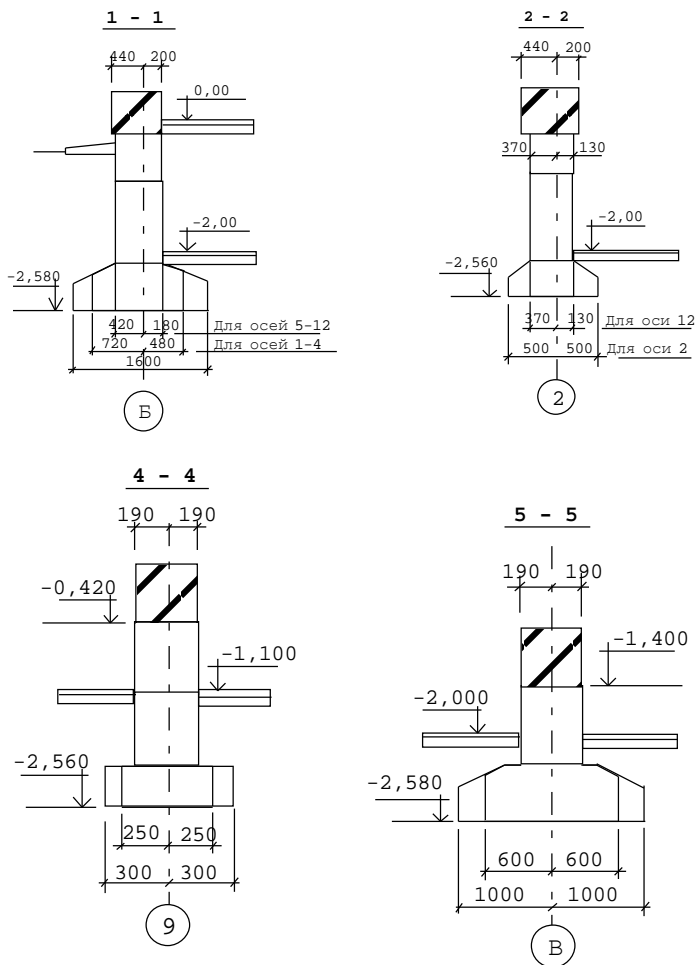
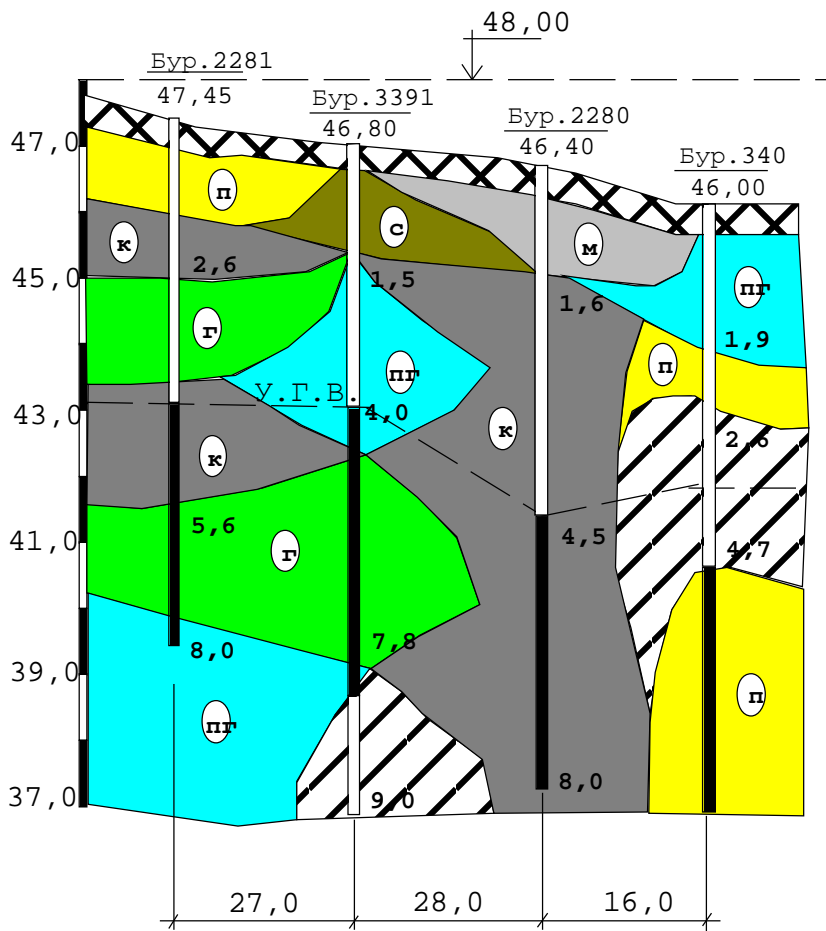


Схема - фрагмент плана фундаментов 18 кв. жилого дома в п. "Струги Красные", Псковской области. Усилия - на обрезах фундаментов на отм. 0,4 м: сечение 1-1 (3-3) - 129 кН/м; сечение 2-2, (4-4, 6-6, 7-7, 8-8, 9-9) - 68 кН/м; сечение 5-5 - 159 кН/м.



Поперечные сечения фундаментов 18 кв. жилого дома в п. "Струги Красные", Псковской области; ———— изменённые размеры подошв фундаментов в результате расчёта по предлагаемой методике.



- К - песок крупный с гравием
- Г - песок гравийный
- ПГ - песок гравилстый
- С - песок средней крупности
- П - песок пылеватый

Геологический разрез площадки строительства школы в колхозе "Революция" Струго-окрасненского района, Псковской области.

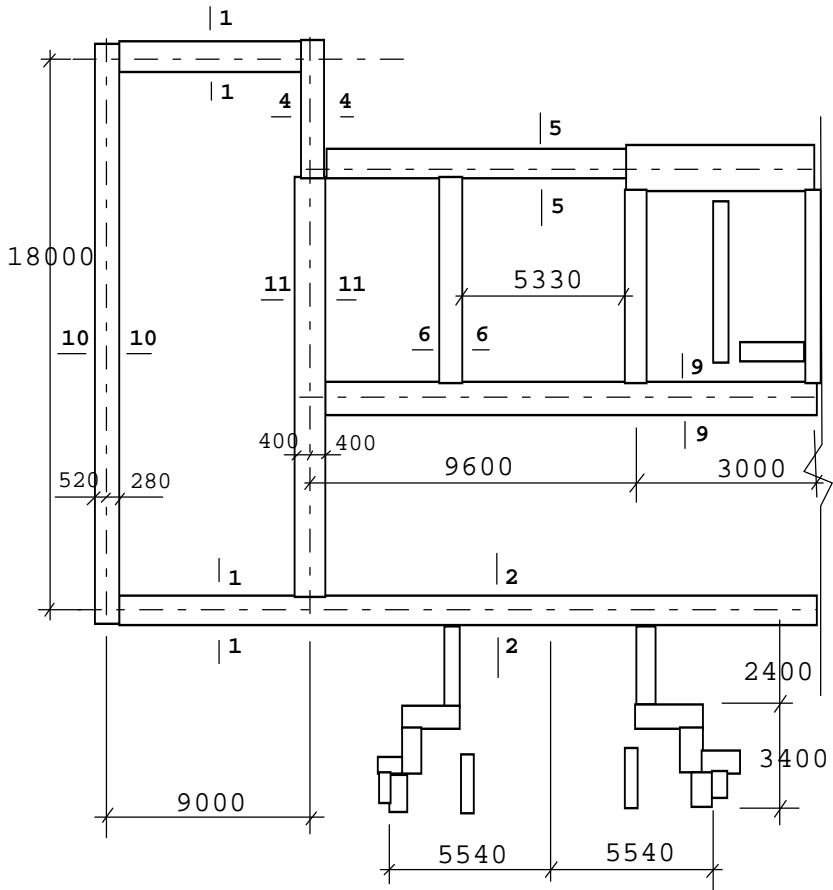
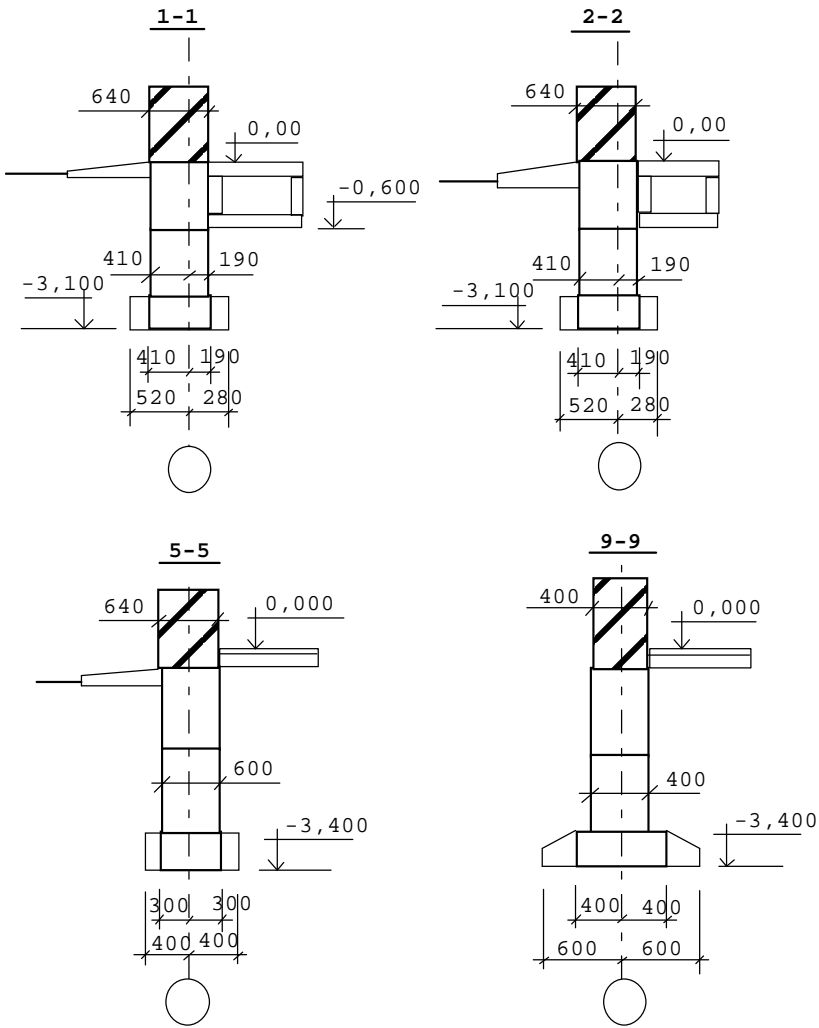


Схема - фрагмент плана школы в колхозе "Революция", Стругоокрасненского района, Псковской области.

Усилия на обрезах фундаментов на отм.  $\pm 0,00(48,00)$ , сечения: 1-1 - 80 кН/м; 2-2 - 78 кН/м; 3-3 - 84 кН/м; 4-4 - 107,5 кН/м; 5-5 - 132,5 кН/м; 7-7 - 116 кН/м; 8-8 - 149 кН/м; 9-9 - 220 кН/м; 11-11 - 116 кН/м.



Поперечные сечения фундаментов школы в колхозе "Революция", Струго-красненского района, Псковской области. ————— изменённые размеры подошвы фундаментов, полученные в результате расчёта по предлагаемой методике.

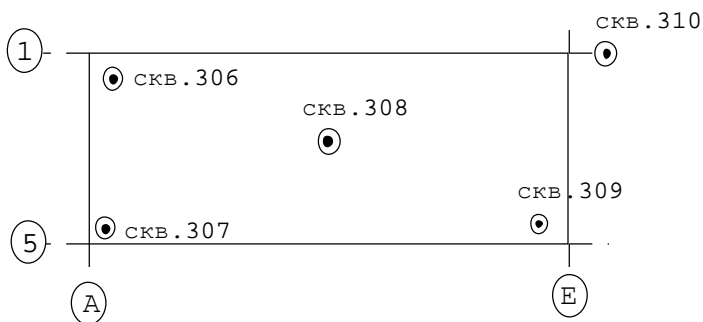
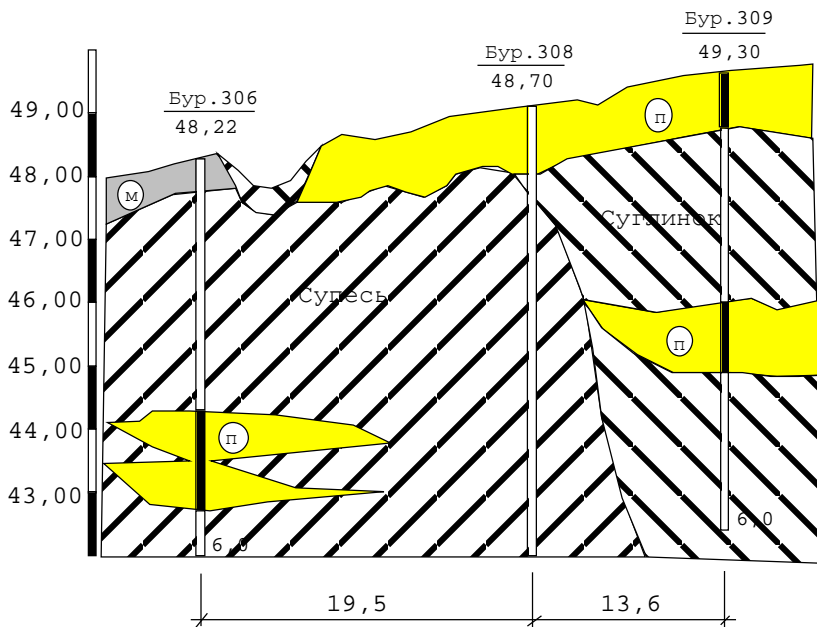


Схема скважин и геологический разрез площадки строительства Клуба на 200 мест в колхозе "Дружба", Бежанинского района, Псковской области.



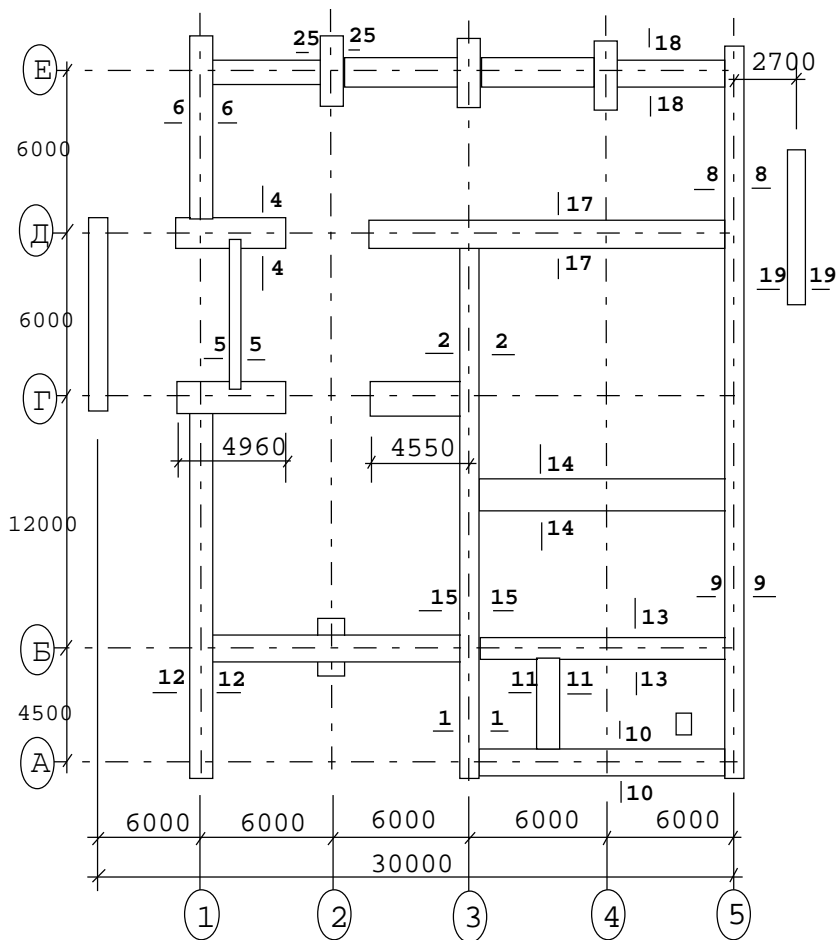
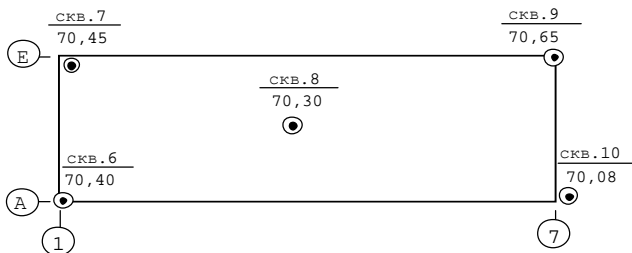
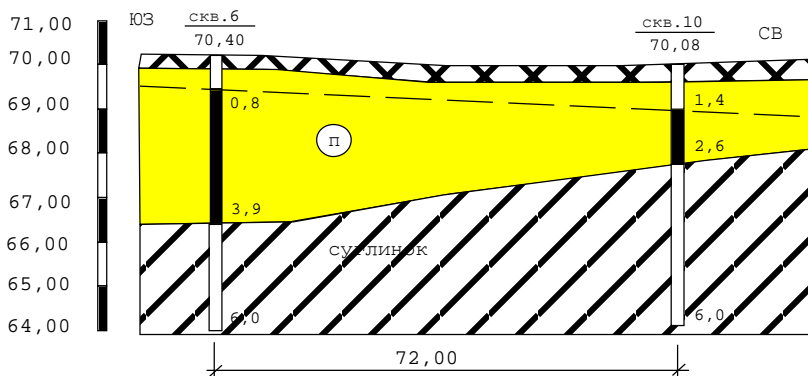
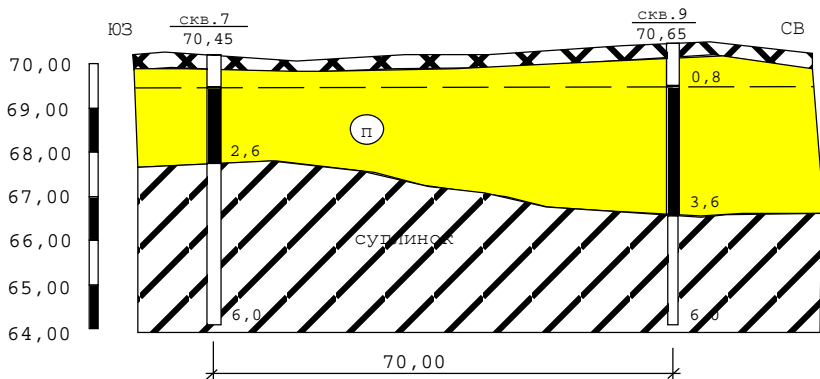


Схема плана фундаментов для Клуба на 200 мест в кол. "Дружба", Бежанин-ского района, Псковской области.

Усилия на обрезах фундаментов: 1-1, 2-2, 15-15 - 180 кН/м; 4-4 - 260 кН/м;  
 6-6, 12-12, 17-17 - 130 кН/м; 8-8, 9-9 - 120 кН/м; 11-11, 19-19 - 80 кН/м;  
 18-18 - 30 кН/м; 13-13 - 160 кН/м; 14-14 - 60 кН/м; 25-25 - 560 кН.



Схемы скважин и геологические разрезы площадки строительства Птичника на 56 тыс. гол. кур в с. "Остров", Островского района, Псковской области.

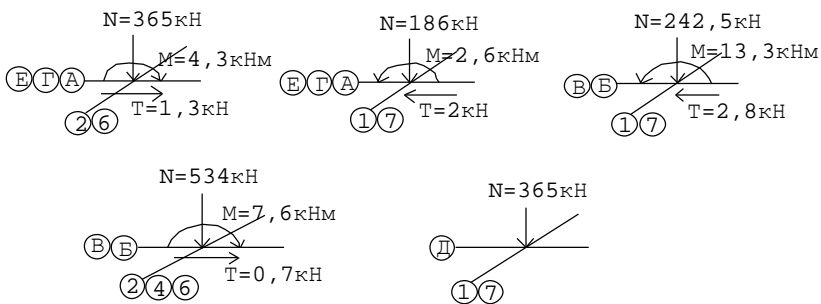
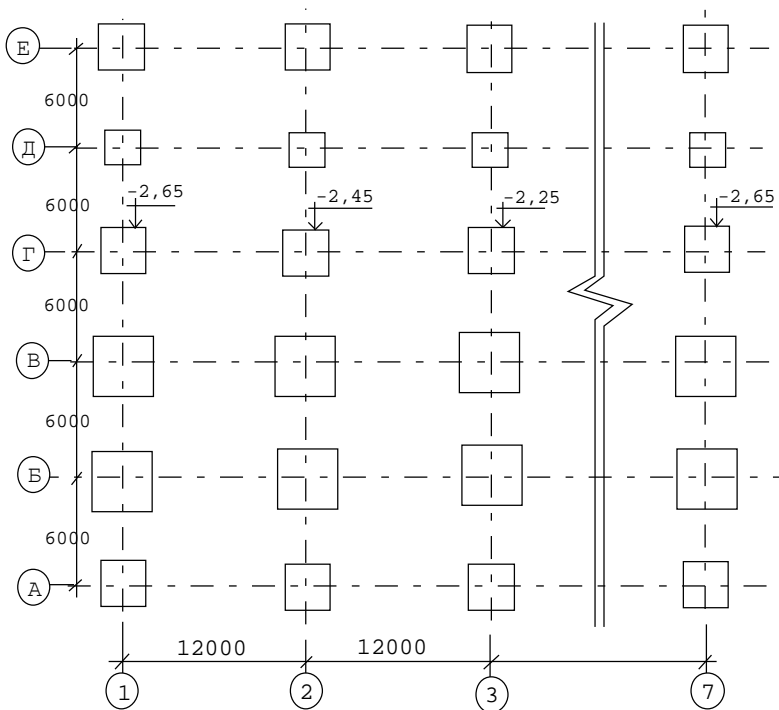


Схема - фрагмент плана фундаментов и расчётных сочетаний нагрузок для Птичника на 56 тыс. гол. кур в сов. "Остров", Островского района, Псковской области.

ПРИЛОЖЕНИЕ 3

**ПЕРЕЧЕНЬ ОСНОВНЫХ СТРОИТЕЛЬНЫХ  
ОБЪЕКТОВ, ДЛЯ КОТОРЫХ ИСПОЛЬЗОВАН МЕТОД  
РАСЧЁТА ФУНДАМЕНТОВ ПО ЗАДАННОЙ ОСАДКЕ,  
РАЗРАБОТАННЫЙ АВТОРОМ**

Наименование объекта	Результативность	Год
1	2	3
1. 18 кв. жилой дом в пос. "Струги Красные", Псковской области.	Уменьшение ширины подошвы фундаментов, снижение расхода бетона, приведённое к 1мЗ, до 33%	1986
2. Школа в кол. "Революция", Стругокрасненского района, Псковской области.	Изменение ширины подошвы ленточных фундаментов, снижение расхода бетона, приведённое к 1мЗ, до 28%	1986
3. Клуб на 200 чел. в кол. "Друж-ба", Бежаницкого района, Псковской области.	То же, до 50%	1986
4. Детский сад на 150 мест в кол. "Путь Октября", Островского района, Псковской области.	То же, до 41%	1986
5. Клуб на 200 чел. в кол. "Сво-бода", Новоржевского района, Псковской области.	То же, до 33%	1986
6. Детский сад на 140 мест, МПМК, Порховского района, Псковской области.	То же, до 33%	1986
7. Школа в сов. "им. М.И. Калинина", Островского района, Псковской области.	То же, до 23%	1986
8. Школа в сов. "Восход", Дновского района, Псковской области.	То же, до 25%	1987
9. Столовая на 50 мест в кол. "им. Жданова", Дновского района, Псковской области.	То же, до 26%	1987
10. 24 кв. жил. дом в пос. "Тайловский бор", Печорского района, Псковской области.	То же, до 27%	1987
11. Лесопильный цех в г. Пустошка, Псковской области.	Сокращение поперечных размеров отдельных фундаментов и объёма бетона, приведённого к 1мЗ, до 42%	1987
12. Птичник на 56000 гол. кур в сов. "Остров", Островского района, Псковской области.	То же, до 53%	1987

1	2	3
13. Растворобетонный узел (РБУ, СБ-70), МПМК, Печорского района, Псковской области.	То же, до 34%	1987
14. Ферма (КРС) на 100 гол. в дер. "Бугры", Великолукского района, Псковской области.	То же до 45%	1987
15. Клуб на 200 мест в дер. "Блажи", Пушкиногорского района, Псковской области.	То же до 32%	1987
16. Ферма на 200 гол. в дер. "Шутово", Красногородского района, Псковской области.	То же до 27%	1988
17. Ремонтная мастерская на 75 ед. в дер. "Шмайлово", Порховского района, Псковской области.	Сокращение размеров подошвы фундаментов	1988
18. Школа на 192 уч. в дер. "Усово", Невельского района, Псковской области.	То же	1988
19. Детский сад з-да АДС г. Пскова (реконструкция).	То же	1988
20. Реконструкция подвала корпуса № 2 в Псковском политехническом институте СбГТУ.	Рекомендации по устройству подвального помещения.	1988
21. Кинотеатр "Октябрь" в г. Пскове.	Прогноз осадок фундаментов. Рекомендации по усилению.	1989
22. Склад сельхоз. продукции в дер. "Кулье", Печорского района, Псковской области.	Уменьшение ширины подошвы фундаментов по сравнению со СНиП.	1989
23. Клуб на 300 мест в дер. "Вольшево", Порховского района, Псковской области.	Снижение неравномерностей осадок фундаментов до предельного значения.	1989
24. 60 кв. жилой дом по ул. Инженерной 21, в г. Пскове.	Уменьшение глубины заложения фундаментов, сокращение трудоёмкости и сроков строительства.	1989
25. Спорт зал в пос. "Торошино", Псковского района, Псковской области.	Уменьшение подошвы ленточных фундаментов по сравнению со СНиП. Рекомендации по улучшению оснований.	1989
26. 12 кв. жилой дом в пос. "Н. Изборск", Печорского района, Псковской области.	Изменение глубины заложения и уменьшение ширины подошвы несущих перегородок.	1989
27. Завод "Псковэлектроремонт", в г. Пскове.	Обеспечение несущей способности колон реконструируемого цеха.	1989
28. Церковь Иоанна Богослова на Мишариной горе - памятник архитектуры XVI в. в г. Пскове.	Рекомендации по усилению существующего фундамента.	1989

1	2	3
29. Псковская металлобаза. Склад №1. Крановая эстакада.	Уменьшение ширины подошвы отдельных фундаментов по сравнению со СНиП. Прогноз осадки фундаментов. Отказ от свай.	1990
30. Общежитие по ул. Metallистов 8 в г. Пскове.	Возможность надстройки здания при выравнивании осадок существующих фундаментов.	1990
31. Клуб в пос. "Стремутка", Псковского района, Псковской области.	Возможность надстройки здания на существующих фундаментах.	1990
32. Инженерно-лабораторный корпус завода АТС в г. Пскове	Анализ причин деформаций несущих конструкций, рекомендации по их усилению.	1990
33. Инженерные сети к котельной завода безалкогольных напитков г. Невель, Псковской области.	Возможность установки опор для инженерных сетей на слабых заторфованных грунтах.	1990
34. Консервный цех рыбозавода в пос. "Щиглицы", Псковского района, Псковской области.	Обследование существующих фундаментов и оснований. Возможность надстройки здания.	1990
35. 90 кв. жилой дом в микрорайоне №1 по ул. Юности в г. Пскове.	Сокращение глубины заложения фундаментов, уменьшение трудоёмкости и сроков строительства.	1990
36. Склад комплектующих по ул. Советской Армии в г. Пскове.	Уменьшение ширины подошвы фундаментов по сравнению со СНиП.	1990
37. Склад цемента головного предприятия "Псковагропромэнерго", в г. Пскове.	Возможность пристройки автомобильной эстакады с минимальной величиной неравномерности осадки.	1991
38. Крановая эстакада типа "Пяр-ну" металлобазы в г. Пскове.	Сокращение размеров подошвы отдельных фундаментов при одинаковых осадках.	1991
39. Терапевтический корпус городской больницы на 240 мест в г. Пскове.	Минимальные размеры ленточных фундаментов и неравномерности их осадок.	1991
40. Склад базы РСУ КТМС связи в дер. "Подосье", Псковского района, Псковской области.	Выравнивание осадок ленточных фундаментов в сложных инженерно-геологических условиях.	1991
41. 22 кв. жилой дом по Октябрьскому пр. № 23 г. Пскова.	Проектирование ленточных фундаментов с меньшей шириной подошвы по сравнению со СНиП.	1992
42. 50 кв. жилой дом по ул. Коммунальной № 7а в г. Пскове.	То же	1992
43. Здание роддома по ул. Островского (Кузнецкой) в г. Пскове (реконструкция).	Усиление существующих фундаментов, возможность их дополнительной нагрузки.	1992

1	2	3
44. Жилой дом - индивидуальный коттедж завода "Тиконд", в г. Пскове	Получение минимальной величины неравномерности осадок. Отказ от устройства осадочного шва.	1992
45. 60 кв. жилой дом по ул. Рельсовая 8 в г. Пскове (1 очередь строительства).	Сокращение типов размеров ленточных сборных фундаментов; выравнивание их осадок.	1992
46. Стрелковый тир в г. Пскове (реконструкция).	Возможность реконструкции здания на старых фундаментах.	1992
47. Акушерско-гинекологический корпус областной больницы в г. Пскове.	Минимальные размеры ленточных фундаментов и неравномерности их осадок.	1992
48. Жилой дом по ул. Герцена 6б в г. Пскове.	Сокращение глубины заложения фундаментов и ширины их подошвы. Выравнивание осадок фундаментов в различных грунтовых условиях.	1992
49. Фундамент под ферму ветроустановки в пос. Большие Гоголи", Псковского района.	Минимальные размеры подошвы фундамента с заданным коэффициентом надёжности.	1993
50. 60 кв. жилой дом по ул. Рельсовая 8 в г. Пскове (2 очередь строительства).	Сокращение типов размеров ленточных фундаментов. Отказ от устройства шпунтовой стенки.	1993
51. Здание базы МП "Глобус", в г. Пскове (реконструкция).	Обеспечение устойчивости ленточных и отдельных фундаментов при надстройке здания.	1994
52. Жилой дом - индивидуальный коттедж в пос. "Орлецы", г. Пскова.	Рекомендации по обеспечению устойчивости фундаментов, находящихся в аварийном состоянии.	1994
53. 2-х этажный кирпичный особняк по Интернациональному пер. 1а в г. Пскове (реконструкция).	Возможность дополнительной нагрузки фундаментов. Повышение жёсткости несущих стен при выравнивании их осадок.	1994
54. Здание казармы военного городка в г. Пскове (2 очередь строительства).	Определение неравномерности осадки для слабых - сжимаемых оснований. Рекомендации по устройству свай.	1994
55. Здание кожно-венерологического диспансера в г. Пскове.	Определение неравномерности осадки, конструктивные изменения в перегородках.	1994
56. Здание суд. мед. экспертизы в г. Пскове (реконструкция).	Рекомендации по усилению существующих фундаментов при условии их дополнительного нагружения.	1995
57. Здание мед. училища в г. Пскове (реконструкция).	Анализ причин неравномерности осадки несущих и ограждающих конструкций. Рекомендации по усилению.	1995

1	2	3
58. Арочный склад ПГ ПМТС отделения Октябрьской жел. дороги в г. Пскове.	Рекомендации по обеспечению устойчивости отдельно стоящих фундаментов.	1995
59. Здание промышленного склада Псковского отделения Октябрьской железной дороги в г. Пскове.	Принятие конструктивных мер по улучшению оснований. Выравнивание осадок ленточных фундаментов.	1995
60. Административное здание по ул. Яна Фабрицауса 2а в г. Пскове (реконструкция).	Минимальные размеры ленточных фундаментов под лестничную клетку с заданной степенью надёжности.	1995
61. Производственный корпус на территории АО "Псковкабель", по ул. Алмазная 3 в г. Пскове.	Выравнивание осадок отдельных фундаментов при сложных, неравномерных напластованиях оснований.	1995
62. Здание родильного дома на 130 коек по ул. Коммунальной в г. Пскове (реконструкция)	Анализ причин неравномерности осадки несущих и ограждающих конструкций. Рекомендации по усилению.	1995



АЛЕКСЕЕВ Сергей Игоревич

**Автоматизированный метод расчета фундамента  
по двум предельным состояниям**

Плр № 030007 от 19.10.94.

---

Подписано в печать 02.10.96. Формат 60×84/16.  
Печать офсетная. Усл. печ. л. 12,75. Уч.-изд.л. 12,75. Тираж 200. Заказ 523.

---

Санкт-Петербургский государственный технический университет  
Издательство СПбГТУ

Адрес университета и издательства:  
195251, Санкт-Петербург, Политехническая, 29