

Министерство образования и науки Российской Федерации  
Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение  
высшего профессионального образования  
«Тамбовский государственный технический университет»

**В. В. ЛЕДЕНЁВ, ТЬЮ ТХИ ХОАНГ АНЬ**

# **РАСЧЕТ БУРОНАБИВНЫХ ФУНДАМЕНТОВ**

Утверждено Научно-методическим советом университета  
в качестве монографии для научных работников, проектировщиков,  
аспирантов, магистров и студентов, обучающихся по направлению  
«Строительство»



---

Тамбов  
◆ Издательство ФГБОУ ВПО «ТГТУ» ◆  
2015

УДК 624.151  
ББК Н58-02  
Л39

Рецензенты:

Кандидат технических наук,  
профессор кафедры «Строительные конструкции,  
основания и фундаменты» ФГБОУ ВПО «ВГАСУ»  
*С. В. Иконин*

Доктор технических наук, профессор,  
заведующий кафедрой «Конструкции зданий и сооружений»  
ФГБОУ ВПО «ТГТУ»  
*В. П. Ярцев*

**Леденёв, В. В.**

Л39 Расчет буронабивных фундаментов : монография / В. В. Леденёв, Тью Тхи Хоанг Ань. – Тамбов : Изд-во ФГБОУ ВПО «ТГТУ», 2015. – 284 с. – 400 экз. – ISBN 978-5-8265-1443-6.

Изложены методы расчета буронабивных фундаментов с использованием функциональных прерывателей Н. М. Герсеванова и подходов И. А. Симвулиди. Приведены теоретические решения на базе модели Plaxis 8.x. Результаты расчетов сравнили с экспериментальными данными. Получен ряд экспериментально-теоретических решений на основе полевых опытов.

Предназначена для научных работников, проектировщиков, аспирантов, магистров и студентов, обучающихся по направлению «Строительство».

УДК 624.151  
ББК Н58-02

ISBN 978-5-8265-1443-6

© Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего профессионального образования «Тамбовский государственный технический университет» (ФГБОУ ВПО «ТГТУ»), 2015

© Леденёв В. В., Тью Тхи Хоанг Ань, 2015

## ВВЕДЕНИЕ

---

Стоимость фундаментостроения занимает большую долю в капитальном строительстве, поэтому немаловажную роль играет качество проектирования фундаментов и их оснований, а также исследование фундамента, грунтового основания и их взаимодействия.

Грунтовые основания являются сложной геологической средой, механические свойства которой, могут изменяться в широких пределах. Известные модели оснований несовершенны, и расчеты с их использованием значительно изменяются. Условия эксплуатации заглубленных фундаментов, принимаемые при проектировании, значительно отличаются от реальных, более сложных и трудно прогнозируемых. При проектировании фундамента возникают вопросы всесторонних исследований природы прочности и деформативности оснований, с учетом взаимодействия близко расположенных сооружений, взаимодействия грунтовых оснований с фундаментами и др.

Задачу механики грунтов решены линейную и нелинейную. Нагрузки, действующие на фундаменты, могут быть вертикальными центренными, внецентренными; горизонтальными, а также наклонными. Так как расчет фундаментов, в том числе заглубленных – это сложная пространственная задача, которую выполняют для различных стадий работы материала: упругой, упруго-пластической с упрочнением или разупрочнением, пластической, жестко-пластической. Их теоретические анализы рассмотрены учеными: Буссинеском, Фламаном, Герсевановым, Миндлиным, Тимошенко, Горбуновым-Посадовым, Кулоном, Цытовичем и др.

В последние годы интенсивно растет число объектов строительства с буронабивными сваями. В настоящее время все чаще возникает необходимость возведения зданий различного назначения в районах сложившейся застройки, в устройстве протяженных зданий очередями, около существующих объектов или примыканий, заглубленных или подземных сооружений, т.е. осуществления строительства в условиях плотной городской застройки, в которых много использовали буронабивные фундаменты. В монографии авторы представили и теоретические и экспериментальные исследования заглубленных (буронабивных) фундаментов при действии плоской системы сил и при сложной системе сил с учетом их взаимодействия с основанием, влияние близко расположенных сооружений.

Разработанной метод расчета опирается на экспериментальные данные, проведенные в реальных грунтовых основаниях, использовали современные подходы, общепринятые модели, принципы, гипотезы строительной механики, механики деформируемых сред, теории пластичности и ползучести.

Авторы тоже использовали помощи известной зарубежной мощной графико-компьютерной программы Plaxis 8.x для исследования деформативности оснований. Расчеты сравнены с результатами полевыми и лабораторными экспериментальными.

Монография может быть полезна студентам, магистрантам строительных специальностей, инженерно-техническим работникам изыскательских, строительско-проектных и эксплуатационных организаций.

## Глава 1

# АНАЛИЗ ТЕОРЕТИЧЕСКИХ ИССЛЕДОВАНИЙ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ И ПЕРЕМЕЩЕНИЙ ЗАГЛУБЛЕННЫХ ШТАМПОВ И ФУНДАМЕНТОВ

### 1.1. ФУНДАМЕНТАЛЬНЫЕ УРАВНЕНИЯ

#### 1.1.1. НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ ОСНОВАНИЯ ПРИ ДЕЙСТВИИ ВНЕЦЕНТРЕННОЙ ВЕРТИКАЛЬНОЙ НАГРУЗКИ

В опытах Пуркояша [191] исследован характер разрушения песчаного основания ( $p = 1,62 \text{ г/см}^3$ ,  $\varphi = 38^\circ$ ) в условиях плоской и пространственной задачи при действии на жесткие прямоугольные штампы вертикальной внецентренной нагрузки ( $b = 0,5 \dots 12,5 \text{ см}$ ;  $e_0 = 0,1 \dots 0,4$ ;  $\lambda = 0 \dots 0,5$ ). Снижение несущей способности внецентренно нагруженного штампа оценивали коэффициентом

$$R_k = 1 - F_{ue}/F_u = a(e_0)k, \quad (1.1)$$

где  $F_{ue}$  и  $F_u$  – несущая способность внецентренно и центрально-нагруженных фундаментов;  $a$  и  $k$  – параметры – для  $\lambda = 0$   $a = 1,862$ ,  $k = 0,73$ ;  $\lambda = 0,5 - a = 1,754$ ,  $k = 0,8$ ;  $\lambda = 1 - a = 1,82$ ,  $k = 0,888$ .

Несущую способность внецентренно нагруженного фундамента определяли по формуле

$$F_{ue} = F_u(1 - R_k), \quad (1.2)$$

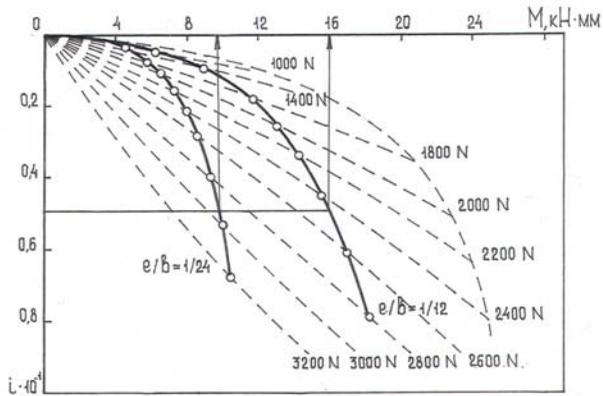
где  $F_u$  – несущая способность центрально-нагруженного фундамента, определяемая по формуле К. Терцаги.

Для расчета основания усовершенствована модель П. Л. Пастернака (рис. 1.1, в).

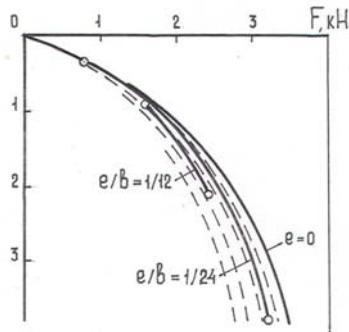
В качестве параметров основания приняты: начальный  $k_0$  и конечный  $k_f$  коэффициенты жесткости, равные углам наклона касательной к начальному и конечному участкам графика нагрузка–осадка; несущая способность основания – принимаемая в месте пересечения второй касательной с осью нагрузок. Кривые нагрузка–осадка описываются эмпирической формулой

$$q/q_u = 1 - e^{-(k_0 - k)s/d} + k_f(s/d), \quad (1.3)$$

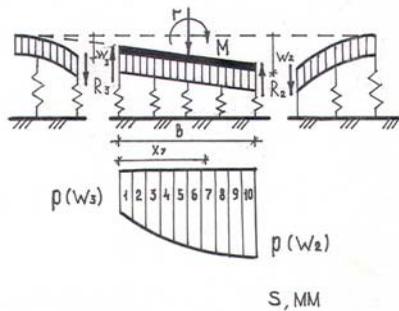
где  $k_0 = kd/q_u$ ,  $k_f = kd/q_u$ .



a)



б)



в)

Рис. 1.1. Модель расчета основания П. Л. Пастернака

### 1.1.2. НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ ОСНОВАНИЯ ПРИ ДЕЙСТВИИ ГОРИЗОНТАЛЬНОЙ НАГРУЗКИ

Лалетин Н. В. в 1930 г. исследовал [90] распределение напряжений от реакции грунта. Для определения давления грунта забивные деревянные сваи диаметром 10 см оборудовали электрическими конденсаторами, емкость которых изменялась в зависимости от величины давления. Очертание эпюр показано на рис. 1.2.

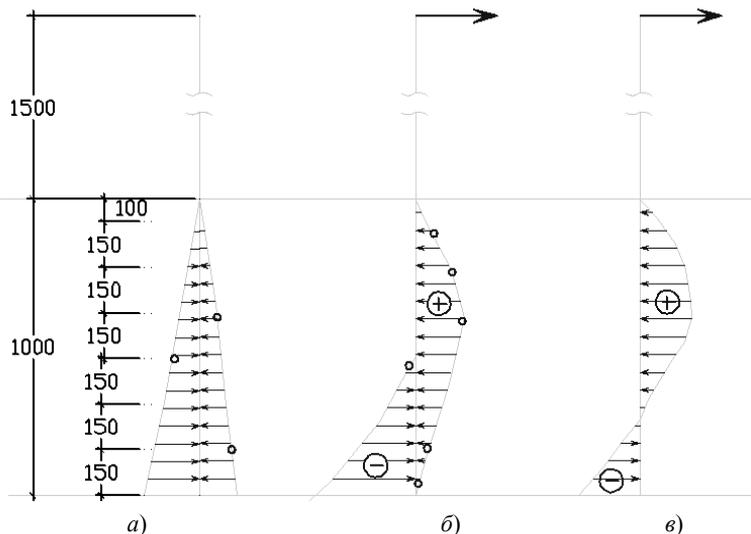
В предложенном методе расчета свая рассматривается как абсолютно жесткий стержень, поворачивающийся на глубине  $z_0$  вокруг постоянной точки. Напряжение по контакту изменяется с глубиной  $z$  согласно выражению

$$\sigma = k/A(z_0 - z)^2, \quad (1.4)$$

где  $k$  – коэффициент, зависящий от сопротивления грунта сжатию;  $A$  – угловой коэффициент прямой;  $z_0$  – глубина оси вращения. Эти напряжения не должны превосходить разницы пассивного и активного давлений

$$\sigma = q - p = mz = \gamma z [\operatorname{tg}^2(45 + \varphi/2) - \operatorname{tg}^2(45 - \varphi/2)], \quad (1.5)$$

где  $m$  – коэффициент пропорциональности;  $\gamma$  и  $\varphi$  – удельный вес и угол внутреннего трения грунта.



**Рис. 1.2. Характер распределения нормальных контактных давлений на боковую поверхность деревянной сваи  $d = 10$  см:**

*a* – давления грунта на ненагруженную сваю; *б* – то же на нагруженную с обеих сторон сваю; *в* – суммарная эпюра после алгебраического сложения эпюр справа и слева от оси сваи

Глубина оси поворота

$$z_0 = h(4H + 3h)/6H + 4h,$$

где  $H$  – высота приложения силы;  $h$  – глубина погружения сваи.

В [152] показано, что коэффициент горизонтальной сопротивляемости грунта является функцией глубины  $l$ , перемещения сваи  $u$ , ее жесткости  $F$ , уровня нагрузки  $\bar{F}$ , т.е.

$$k = f(u, z, E, l, \bar{F}). \quad (1.6)$$

Для измерения контактных нормальных радиальных напряжений  $\sigma_R$ , касательных горизонтальных  $\tau_r$  и вертикальных  $\tau_v$  напряжений применены трехкомпонентные динамометры. Закон изменения  $K(z)$  соответствует только какому-то одному моменту в нагружении сваи. С ростом деформации его величина уменьшалась. Для описания функции  $K(z)$  использована степенная зависимость

$$K(z) = K_h (z/h)^n, \quad (1.7)$$

где  $n$  – показатель, зависящий от жесткости свай; для жестких свай  $n = 1$ , для гибких  $n > 1$  (вогнутая эпюра).

Графики  $P_z(U)$  хорошо аппроксимируются гиперболической зависимостью

$$P_z(U) = K_{0z} p_{0z} U / p_{zu} + k_{0z} U, \quad (1.8)$$

где  $k_{0z}$  – начальный коэффициент сопротивления грунта, соответствующий истинной стадии его работы;  $p_{zu}$  – предельное значение сопротивления грунта основания, определяемое в верхней части сваи выпором грунта, а ниже – его продавливанием.

### 1.1.3. НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ ОСНОВАНИЯ ПРИ ДЕЙСТВИИ ВНЕЦЕНТРЕННОЙ НАКЛОННОЙ НАГРУЗКИ

Тран-во-Ньем предложил [197] метод расчета несущей способности основания незаглубленного фундамента при действии на него наклонно эксцентричной нагрузки. Исследования проводили на стенде Тейлора–Шнеебели для сыпучей среды методом минимального клина Ж. Бьярцева. Эксперименты выполнены с плоским штампом шириной 45 см на основании из катков с  $p = 2,2$  г/см<sup>3</sup> при  $\varphi = 26^\circ$ . Наклон нагрузки и эксцентриситет ее приложения резко снижали несущую способность основания. При  $\delta = \text{const}$  максимум несущей способности имел место при отрицательном эксцентриситете. С увеличением угла наклона силы  $\delta$  от 0 до  $\varphi$  предельная нагрузка  $Q_{\gamma\delta M}/(8B^2L)$  уменьша-

лась, а оптимальный эксцентриситет  $e_{\text{ом}}$  возрастал от 0 до  $-1/3$ . Наличие жесткого монолитного клина (ядра) обнаружено с помощью фотоаппарата, установленного на модели. При  $e_0 = e_{\text{ом}}$  клин имел форму треугольника и располагался по всей ширине фундамента, при  $e_0 \neq e_{\text{ом}}$  имел место отрыв штампа от основания. Коэффициент, учитывающий влияние эксцентриситета, определяли по формуле

$$r_{\text{ом}} = [(1 \pm e_0)/(1 \pm e_{\text{ом}})]^2. \quad (1.9)$$

Мус Г. и Вейс К. проводили [189] исследования на среднезернистом песке с металлическим штампом длиной 3 м и шириной 1 м. Силу прикладывали в середине фундамента параллельно короткой стороне. Авторами предложена следующая эмпирическая формула:

$$F_{\delta=0} = F_{\delta} \varepsilon_{\delta}, \quad (1.10)$$

где  $F_{\delta=0}$ ,  $F_{\delta}$  – разрушающая нагрузка при угле наклона силы, равном и отличном от нуля;

$$\varepsilon_{\delta} = (1 - \text{tg}\delta)^2. \quad (1.11)$$

Длина и глубина зоны выпора почти линейно зависели от угла наклона.

#### 1.1.4. РАСЧЕТ КОНСТРУКЦИЙ НА НЕУПРУГОМ ОСНОВАНИИ ПРИ СЛОЖНОМ НАГРУЖЕНИИ

В предлагаемом расчете для основания принята модель переменного коэффициента жесткости, моделирующая жесткость основания по площади подошвы фундаментов. Диаграмма деформирования  $i$ -й точки поверхности основания при заданных размерах и форме подошвы фундамента, деформационных и прочностных характеристик грунтов, аппроксимируется гиперболической зависимостью

$$v_i = \frac{p_i \overline{v}_i \left( \frac{R_i}{p_i} - 1 \right)}{R_i - p_i}, \quad (1.12)$$

где  $v_i$  – осадка основания;  $p_i$  – давление на основание;  $\overline{v}_i$  – осадка основания при расчетном давлении  $\overline{p}_i$ , равном обычно среднему давлению по подошве фундамента;  $R_i$  – предельное давление на основание.

Кривая «давление–осадка» проходит через точку с координатами  $(\overline{p}_i, \overline{v}_i)$  и неограниченно приближается к асимптоте  $v_i = R_i$  (рис. 1.1, а, индекс « $i$ » для простоты опущен). Зависимость между дав-

лением и осадкой при разгрузке дается прямой, проходящей через ту точку диаграммы деформирования, от которой произведена разгрузка.

Коэффициент жесткости основания при нагружении  $K_i$  определяется как тангенс угла наклона прямой к оси осадок, проведенной из начала координат к точке на кривой с заданной ординатой  $v_i$  (секущий коэффициент жесткости):

$$K_i = \operatorname{tg} \alpha_i = \frac{R_i}{v_i + S_i}, \quad (1.13)$$

где  $S_i = \overline{\left( \frac{R_1}{p_1} - 1 \right)}$ .

Тангенс угла наклона прямой разгрузки к оси  $v_i$  представляет собой коэффициент жесткости основания при разгрузке  $C_i = \operatorname{tg} \beta_i = p'_i(v'_i - v''_i)$ . Значение  $C_i$  принимается постоянным для принятой диаграммы деформирования независимо от того, в какой точке диаграммы произошла разгрузка.

При расчете на сложное нагружение последнее разделяется на ряд простых нагружений  $1, 2', 3'$  и т.д., располагаемых в строгой очередности их приложения к системе «конструкция–основание». Сначала производится расчет на нагрузку  $1$ . С учетом полученных результатов выполняется расчет на совместное действие нагрузок  $1$  и  $2'$  – расчет на нагрузку  $2$ . После этого делается расчет на нагрузку  $3$ , представляющую сумму нагрузок  $1, 2'$  и  $3'$ , и т.д. Расчет на каждую нагрузку  $1, 2, 3, \dots$  производится методом последовательных приближений. На каждом шаге приближений решается линейно-упругая контактная задача для данного типа конструкции (балка, плита, рама) каким-либо численным методом. По результатам каждого шага корректируются коэффициенты жесткости основания в отдельных точках.

Расчет начинается с первого нагружения, каким обычно является собственный вес сооружения. Для первого шага итераций принимаются коэффициенты жесткости в  $i$ -х точках контакта конструкции с основанием при нулевых значениях осадок  $v_i$

$$K_{ii}^{(1)} = R_i / S_i,$$

где индекс (1) означает номер шага итераций (первый шаг), цифра 1 – номер нагружения (нагрузка 1).

На первом шаге решается линейно-упругая (ЛУ) контактная задача при значениях  $K_{ii}^{(1)}$ ; находятся осадки  $v_{ii}^{(1)}$ , реактивные давления основания  $p_{ii}^{(1)}$ , а также напряженно-деформированное состояние кон-

струкции. По результатам первого шага вычисляются  $K_{li}^{(2)}$ , служащие исходными данными для решения задачи ЛУ на втором шаге итераций. Для точек основания, осадки которых положительны, коэффициенты жесткости вычисляются по формуле (1.13). При отрицательных осадках коэффициенты жесткости принимаются равными нулю, что означает отрыв подошвы фундамента от основания.

Для последующих, после первого, шагов итераций можно записать в общем виде:

$$\text{при } v_{li}^{(1)} \geq 0 \quad K_{li}^{(d+1)} = \frac{R_i}{v_{li}^{(1)} + S_i}; \quad (1.14)$$

$$\text{при } v_{li}^{(1)} < 0 \quad K_{li}^{(d+1)} = 0. \quad (1.15)$$

Итерационный процесс заканчивается на таком шаге  $h$ , на котором разница между результатами расчета на этом и предыдущем  $(h-1)$ -м шаге окажется меньше заданной величины, характеризующей точность расчета. Окончательные результаты расчета на нагрузку  $l$  будут: значения  $K_{li}^{(h)}$ ,  $v_{li}^{(h)}$ ,  $p_{li}^{(h)}$  и напряженно-деформированное состояние конструкции.

Коэффициенты жесткости  $K_{li}^{(d+1)}$  ( $d = 1, 2, \dots$ ) определяются исходя из следующих условий:

а) если точка по результатам расчета на нагрузку  $r-1$  находилась на кривой нагружения, то  $K_{ri}^{(h)}$  на  $(d+1)$ -м шаге итераций вычисляются по зависимостям, у которых  $v_{r-1,i}^{(h)} \geq 0$ :

$$\text{при } v_{r,i}^{(d)} \geq v_{r-1,i}^{(h)} \quad K_{ri}^{(d+1)} = \frac{R_i}{v_{r,i}^{(d)} + S_i}; \quad (1.16)$$

$$\text{при } 0 < v_{r,i}^{(d)} < v_{r-1,i}^{(h)} \quad K_{ri}^{(d+1)} = \frac{P_{r,i}^{(d)}}{v_{r-1,i}^{(h)} - \frac{P_{r-1,i}^{(h)} - P_{r,i}^{(d)}}{C_i}}; \quad (1.17)$$

$$\text{при } v_{r,i}^{(d)} \leq 0 \quad K_{ri}^{(d+1)} = 0; \quad (1.18)$$

б) в точках, осадки которых при нагрузке  $r-1$ ,  $v_{r-1,i}^{(h)} < 0$ ,  $K_{ri}^{(d+1)}$  определяются по формулам:

$$\text{при } v_{r,i}^{(d)} \leq 0 \quad K_{ri}^{(d+1)} = 0; \quad (1.19)$$

$$\text{при } v_{r,i}^{(d)} > 0 \quad K_{ri}^{(d+1)} = \frac{R_i}{v_{r,i}^{(d)} + S_i}; \quad (1.20)$$

в) для точек, располагавшихся при нагрузке  $r - 1$  в зоне разгрузки, значения  $K_{ri}^{(d+1)}$  находятся по формулам:

$$\text{при } v_{r,i}^{(d)} \geq v_{m,i}^{(h)} \quad K_{ri}^{(d+1)} = \frac{R_i}{v_{r,i}^{(d)} + S_i}; \quad (1.21)$$

$$\text{при } 0 < v_{r,i}^{(d)} < v_{m,i}^{(h)} \quad K_{ri}^{(d+1)} = \frac{P_{r,i}^{(d)}}{v_{m,i}^{(h)} - \frac{P_{m,i}^{(h)} - P_{r,i}^{(d)}}{C_i}}. \quad (1.22)$$

Здесь индекс  $t$  обозначает номер нагрузки, при которой образовалась данная зона разгрузки.

### 1.1.5. НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ И ПЕРЕМЕЩЕНИЯ ФУНДАМЕНТОВ НА ДВУХСЛОЙНОМ ОСНОВАНИИ

В этом случае возможна подвижка верхнего слоя относительно нижнего. На границе слоев наблюдается повышенная влажность, что ведет к снижению прочностных характеристик фунтов. Фундамент на слое переменной толщины при действии осевой вертикальной нагрузки получает крен и горизонтальное смещение в сторону ската.

Расчет осадок и кренов прямоугольных фундаментов при действии центральной вертикальной нагрузки приведен в [134].

Крен  $\varphi_y$  фундамента относительно оси  $x$  определяется по формуле

$$\varphi_y = (1 - \nu^2) / \pi E (\varphi_{yp} P / ab + \varphi_{yy} M_y^0 / ab^2), \quad (1.23)$$

где  $M_y^0$  – момент относительно оси  $y$ ;  $\varphi_{yp}$ ,  $\varphi_{yy}$  – табличные коэффициенты. Фундамент не будет иметь крена при смещении силы  $P$  на величину

$$e_x = -b \varphi_{yp} / \varphi_{yy}.$$

Численно-аналитический метод расчета осадок гибких штампов кольцевой формы изложен в [4]. Отмечено существенное влияние толщины упругого слоя на пространственную деформацию поверхности клиновидного основания.

Величину осадки вычисляют по уравнению

$$\omega(x, y) = \sum \iint_{\Omega} \omega(x, y, s_1, s_2) p(s_1, s_2) [D(\xi, \eta) / D(s_1, s_2)] ds_1 ds_2, \quad (1.24)$$

где  $\Omega$  – стандартный квадрат или симплекс, связанный с четырех- или треугольным фрагментом  $\Delta F_j$ ;  $s_1, s_2$  – локальные координаты в пределах каждого фрагмента  $\Delta F_j$ ;  $D(\xi, \eta) / D(s_1, s_2)$  – якобиан преобразования.

### 1.1.6. РАСЧЕТ ЗАГЛУБЛЕННЫХ ФУНДАМЕНТОВ

**Расчет на действие осевой вертикальной нагрузки.** Практический метод определения предельного давления на песчаное основание [22] основан на установленной экспериментальным путем зависимости между относительной осадкой и степенью развития областей сдвигов. Очертание линий скольжения показано на рис. 1.3, *а*. Величина критического давления, подошвой определяется по формуле

$$\sigma_{kk} = B_k \gamma b,$$

где  $B_k = f(\varphi, \lambda)$  – коэффициент, отдельные значения которого приведены на рис. 1.3, *б*.

В [198] рассмотрены два случая загрузки круглой площадки вертикальной равномерно-распределенной нагрузкой – приложенной внутри упругого полупространства (*A*) и по дну выемки (*B*). Задача решена методом конечных элементов. Нелинейный закон деформирования представлен гиперболической зависимостью между напряжениями и деформациями. Значения вертикальных напряжений для случая *A* меньше, чем для случая *B*. Изменение вертикальных напряжений для случая *B* при  $\lambda = 0...1$  близко к распределению по Буссинеску. Коэффициент распределения осадки

$$I_s = I_s(r/R_0, h/R_0, \nu).$$

Приведено решение задачи о действии на водонасыщенный несвязный грунт нагрузки от жесткого шероховатого ленточного фундамента шириной 20 м.

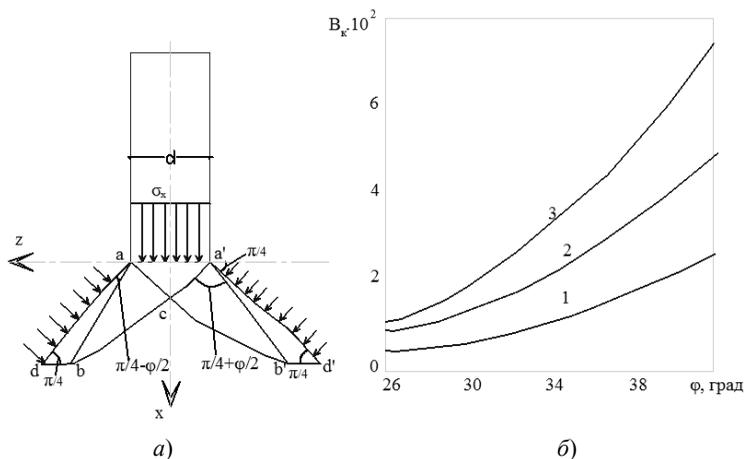


Рис. 1.3. Расчетная схема для определения критического давления (*а*), графики для определения коэффициента  $B_k$  (*б*);  $\lambda$ : 1...4; 2...8; 3...12

Использована билинейная зависимость между напряжениями и деформациями

$$E_i = K p_a (\sigma_3 / p_a)^n, \quad (1.25)$$

где  $E_i$  – начальный тангенциальный модуль;  $p_a$  – атмосферное давление;  $\sigma_3$  – главное эффективное напряжение;  $K$  и  $n$  – безразмерные параметры, зависящие от свойств грунта.

**Расчет свай и шпунтовых стенок на действие горизонтальной нагрузки.** В [177] на основе анализа теории размерностей приведены следующие зависимости между безразмерными комплексами для круглого фундамента радиусом  $R$ , заглубленным на  $h$ :

$$\begin{aligned} s/R &= (F/\gamma R^3)^\alpha c_n h_k(h/R, \xi); \\ \varepsilon_z &= f_\varepsilon(h/R, x/R, y/R, \xi) c_n (\Delta F/\gamma h)^\alpha; \\ \varepsilon_z &= a \varepsilon_{z0}, \quad s = s_0 a, \end{aligned} \quad (1.26)$$

где  $c_n = f(n_k/n)$  – функция, определяемая из графиков в координатах  $\log(s/R) - \log(F/\gamma \pi R^3)$  при разных значениях  $n_k/n$ ;  $n_k$  – пористость при наиболее рыхлой укладке песка;  $h_k, f_\varepsilon$  – экспериментально определяемые функции;  $\xi$  – коэффициент бокового давления;  $a$  – скалярный коэффициент. Относительное перемещение горизонтально нагруженных свай в двухслойном основании

$$u/h = (Q/\gamma_1 l^3)^\alpha h_k(d/l, h_1/h), \quad n_1/n_2, \quad (\gamma_1/\gamma_2), \quad (1.27)$$

в однослойном

$$u/h = q(Q/\gamma_1 l^3, \pi E/64\gamma d, n, d/h), \quad (1.28)$$

где  $h_k$  и  $q$  – экспериментально определяемые функции;  $E$  – модуль упругости материала сваи.

Кананян А. С. разработал [75] метод расчета свай на действие горизонтальной нагрузки, допуская наличие в окружающем сваю грунте двух зол: верхней, где грунт находится в предельном состоянии, и нижней, где грунт находится в стадии уплотнения.

В [169] приводятся результаты решения плоской и пространственной задач о вдавлении в упругую и упругопластическую среды плоского круглого штампа и сваи, нагруженной горизонтальной силой. Решение выполнено методом конечных элементов с использованием уравнений Эри и Миндлина соответственно. Радиальные перемещения вокруг плоского круглого штампа вычисляются по формуле

$$u = \frac{T}{8\pi E} \frac{1+\mu}{1-\mu} \left[ (3-4\mu) \ln(R/r^2) - \frac{r_0}{r} \frac{(R^2-r)}{(R^2+r_0)} - \frac{(4\mu-1)(R^2-r^2)}{(3-4\mu)(R^2+r^2)} \right] \cos\theta, \quad (1.29)$$

где  $R, r_0$  и  $r$  – радиусы зоны интегрирования, сваи и текущий соответственно;  $\theta$  – угол между направлением силы и рассматриваемым сечением. При  $\theta = 0$   $(R^2 - r^2/R^2 + r^2) \rightarrow 1, R \sim 30r_0$ ;

$$u_r = \frac{T}{8\pi E} \frac{1+\mu}{1-\mu} \left[ (3-\mu) \ln(R/r^2) - \frac{2}{(3-4\mu)} \right]. \quad (1.30)$$

В [154] приведено решение задачи о расчете свай и свайных кустов на реальную нагрузку. Рассматривается линейно-деформируемое полустранство. В нем мысленно выделяются объемы  $V_i$ , занятые сваями. По осевым линиям объемов распределяются кусочно-постоянные нагрузки из простых одинарных  $P_{ij}$  и двойных  $D_{ij}$  сил. На границе  $S_i$  объемов  $V_i$  удовлетворяются условия по перемещениям и напряжениям в грунте.

Горизонтальные перемещения и нормальные напряжения  $\sigma_x$  в  $j$ -й коллокации на поверхности  $S_i$  определяются по формулам:

$$u_{ij} = \sum_1^n \sum_1^n (U_{ijkl} P_{kl} + U_{ijkl} D_{kl}); \quad (1.31)$$

$$\sigma_{xij} = \sigma_{xij} + \sum_1^n \sum_1^n \sigma_{ijkl} P_{kl} + \sigma_{ijkl} D_{kl}, \quad (1.32)$$

где  $n$  – число участков разбиения каждой сваи по длине;  $\sigma_{xij}$  – начальное (для ненагруженных свай) значение принимается равным бытовому давлению.

Коэффициенты получают интегрированием уравнений  $P$ . Миндлина до горизонтальных перемещений и напряжений от сосредоточенной  $P$  и двойной  $D$  сил. Отпор грунта смещению сваи  $p_x$  подсчитывают интегрированием по окружности сваи усилий, направленных вдоль оси  $x$ . Результаты расчета показали, что более загруженной является передняя свая № 1 (рис. 1.4, *a*). На нее действует отпор большей интенсивности (рис. 1.4, *б*).

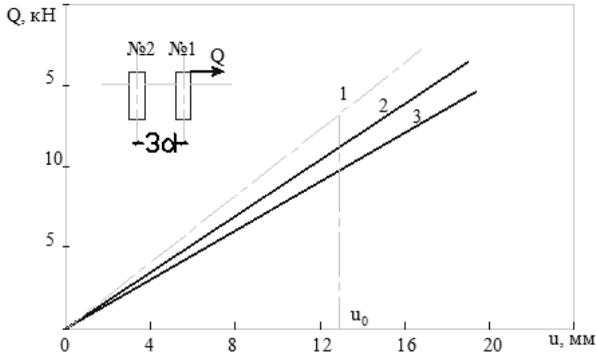
Среднее перемещение вертикальных заглубленных полос шириной  $b$  от действия равномерно распределенной нагрузки интенсивностью  $p$  без разрыва и с разрывом сплошности может быть вычислено по следующим формулам [53]:

$$U = pbk_v \Delta_{cp} / 128\pi E; \quad (1.33)$$

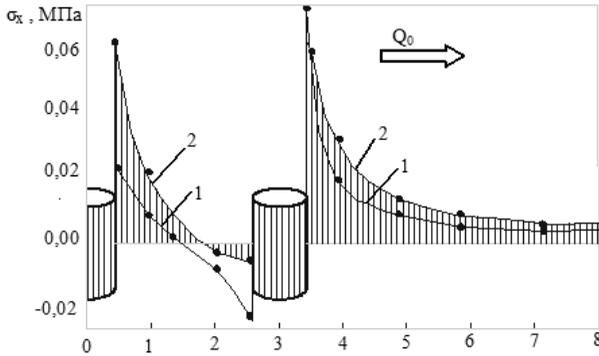
$$U = pbk_v k \Delta_{cp} / 128\pi E,$$

где  $k_v$  – постоянный коэффициент, равный 0,94 для песков;  $k$  и  $\Delta_{cp}$  – коэффициенты, зависящие от величины  $\lambda = h/b$ ;  $b$  – расстояние от поверхности до середины площадки.

Экспериментальные исследования и расчет жестких стен, одиночных и кустовых свай в слоистых, песчаных и глинистых основаниях приведены в работах [183 – 185].



а)



б)

**Рис. 1.4. Графики нагрузка–перемещение для группы из двух свай ( $l = 4$  м;  $d = 0,168$  м;  $EJ = 2720$  кН·м<sup>2</sup>;  $G = 0,683$  МПа) (а), распределение напряжений  $\sigma_x$  в основании на глубине 0,5 м вдоль линии, соединяющей сваи:**

1 – решение безотрывное (б); 2, 3 – то же, с отрывом для сваи № 1 и 2 соответственно

Сопротивление жестких стен действию горизонтальной силы представлено зависимостью [184]

$$Q_u = \nu D^2 K_{b2} F_b r_b + c_2 D K_{c2} F_c r_c, \quad (1.34)$$

где  $D$  – глубина заделки сваи;  $K_b = \text{tg}^2(45 + \varphi/2) - \text{tg}^2(45 - \varphi/2)$ ;  $K_c = 2\text{tg}(45 + \varphi/2)$ ;  $K_{b2}$ ,  $K_{c2}$  – коэффициенты бокового давления для нижнего слоя;  $F_b$  и  $F_c$  – коэффициенты бокового сопротивления грунта;  $r_b = 1/(1 + 1,4e/D)$ ;  $r_c = 1/(1 + 1,9e/D)$ .

Коэффициенты  $F_b$  и  $F_c$  определяли по графикам в зависимости от относительной толщины верхнего слоя  $H/D$ , относительного сопротивления слоев  $K_{b1}/K_{b2}$  и  $K_{c1}/K_{c2}$ .

Для одиночных свай шириной  $b$  [185]

$$Q_u = (yD^2 K_{b2} F_b r_b s_{bu} + c_2 D K_{c2} F_c r_c s_{cu}) b, \quad (1.35)$$

где  $s_{bu}$ ,  $s_{cu} = f(D/b)$  – коэффициенты формы; для песчаного грунта с  $\varphi = 30^\circ$   $s_{bu} = 2,3$  при  $\lambda = 5$  и  $s_{bu} = 2,6$  при  $\lambda = 10$ ; для глинистого грунта при  $\lambda = 5$   $s_{cu} = 2,5$ ; при  $\lambda = 10$   $s_{cu} = 3$ ; для жестких стен  $s_{bu} = s_{cu} = 1$ .

Горизонтальное перемещение верхнего конца сваи рекомендовано определять по формулам

$$y_0 = J_0 Q(1 + 0,8e/D)/E_{av}$$

или

$$y_0 = J_0 Q(1 + 0,8e/D)/K_{av}, \quad (1.36)$$

где  $E_{av} = [E_1 H + E_2 (D - H)]/D$ ;  $E_{av}$  – среднее значение горизонтального модуля деформации в пределах глубины  $D$ ;  $K_{av} = [K_1 H + K_2 (D - H)]/D$  – среднее значение коэффициента жесткости основания в пределах глубины  $D$ ;  $J_0 = f(H/D, E_1/E_2, K_1/K_2)$  – коэффициент влияния для горизонтального перемещения;  $E_1/E_2, K_1/K_2$  – отношение модулей деформаций и коэффициентов жесткости слоев.

В [183] приведен приближенный способ определения несущей способности жестких свай ( $\lambda = 15$ ), воспринимающих внецентренные наклонные нагрузки. Эпюры бокового отпора грунта в песке приняты треугольными, в глине – прямоугольными. Сопротивление под острием сваи и вертикальные силы трения по боковой поверхности заданы сосредоточенными нагрузками.

Влияние угла наклона силы при  $\lambda = 0$  выражается формулой

$$i_\alpha = F_\delta \cos \delta / F_0 = \cos \delta \{1 - (F_{90}/F_0) \sin \delta\},$$

где  $F_\delta$ ,  $F_{90}$  и  $F_0$  – величины разрушающих нагрузок при разных  $\delta$ . Для плотного песка рекомендована формула

$$i_\alpha = (1 - \delta/90^\circ)^2.$$

Коэффициенты влияния эксцентриситета нагрузки уменьшались по параболической зависимости:

для песчаного грунта

$$i_e = (1 - \theta/90^\circ)^2; \quad \theta = \text{tg}^{-1}(e/D);$$

для глинистого грунта

$$i_{e\delta} = i_e i_\delta.$$

**Расчет заглубленных фундаментов на действие внецентренной наклонной нагрузки.** Принятое в [170] очертание поверхностей скольжения показано на рис. 1.5, а – з, а расчетная схема незаглубленного фундамента – на рис. 1.5, д.

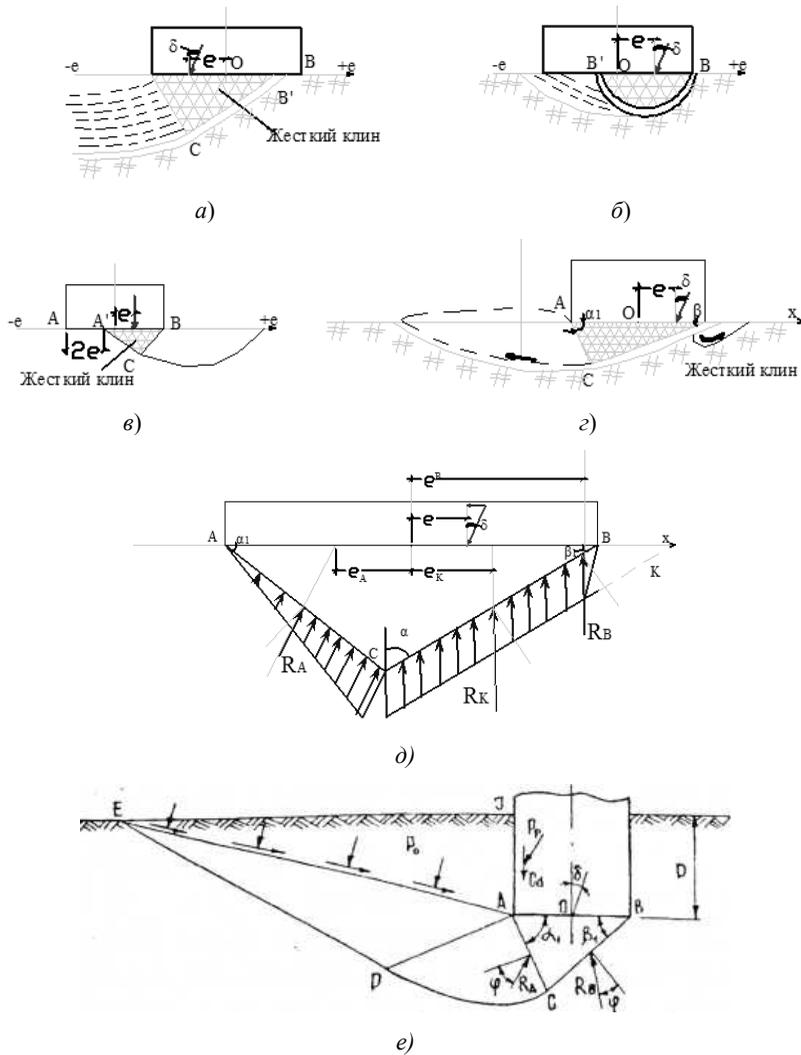


Рис. 1.5. Схемы к расчету фундамента с внецентренной вертикальной (в) и наклонной (а, б, г) нагрузками и к расчету коэффициента (д)  $N_{b\delta}$  по [170] и по М. Г. Мейергофу (е)

В решении Мейергофа [186] угол  $ABC$  принят равным  $(\pi/2 - \varphi)$  (рис. 1.5,  $e$ ). Величина реакции определяется графоаналитическим методом. Линия скольжения  $CD$  принимается в форме логарифмической спирали. Коэффициенты редукции и несущей способности при внецентренном нагружении наклонной силой приняты равными

$$\begin{aligned} i_{b\delta} &= (1 - \delta/\varphi)^2; \quad i_{h\delta} = i_{c\delta} = (1 - \delta/90)^2, \\ r_{b\delta} &= (1 - 2|e|)^2; \quad r_{he} = r_{ce} = (1 - 2|e|). \end{aligned} \quad (1.37)$$

Несущая способность основания

$$Q_{v\delta}/BL = 1/2 \gamma B i_{b\delta} r_{b\delta} N_{\delta} + p i_{h\delta} r_{he} N_h + c i_{c\delta} r_{ce} N_c, \quad (1.38)$$

где  $N_{\delta}$ ,  $N_h$ ,  $N_c$  – коэффициенты несущей способности основания при центральном нагружении вертикальной нагрузкой.

В [187] приведено решение плоской задачи по определению контактных напряжений и перемещений жесткого штампа на упругом слое толщины. Решение выполнено методом конечных элементов. Напряжения под подошвой штампа вычисляются по формулам:

$$\begin{aligned} \delta_z &= (F/B) k_z; \quad k_z = k_{zN} \cos \delta + k_{zT} \sin \delta + k_{zM} \cos \delta e/B; \\ \delta_x &= k_x F/B k_x; \quad k_x = k_{xN} \cos \delta + k_{xT} \sin \delta + k_{xM} \cos \delta e/B; \\ \tau_{xz} &= k_{xz} F/B; \quad k_{xz} = k_{xzN} \cos \delta + k_{xzT} \sin \delta + k_{xzM} \cos \delta e/B, \end{aligned} \quad (1.39)$$

где  $k_{zN}$ ,  $k_{xN}$ ,  $k_{xzN}$  – безразмерные коэффициенты для напряжений;  $\delta_z$ ,  $\delta_x$  и  $\tau_{xz}$  – соответственно от вертикальной компоненты  $N$  силы  $F$ ;  $k_{zT}$ ,  $k_{xT}$ ,  $k_{xzT}$  – то же от тангенциальной компоненты  $T$  силы  $F$ ;  $k_{zM}$ ,  $k_{xM}$ ,  $k_{xzM}$  – то же от момента  $M = Ne$ .

Осадка, горизонтальные перемещения и крен определяются по формулам:

$$\begin{aligned} \omega &= \omega_0 F/E \omega_0 = \omega_{0N} \cos \delta; \\ u &= u_0 F/E u_0 = u_{0T} \sin \delta; \\ \text{tg} \omega &= \text{tg} \omega_0 F/BE \text{tg} \omega_0 = 2 \omega_{0M} \cos \delta e/B, \end{aligned} \quad (1.40)$$

где  $\omega_{0N}$ ,  $u_{0T}$  и  $\omega_{0M}$  – безразмерные коэффициенты осадки от вертикальной компоненты  $N$  силы  $F$ , горизонтальные перемещения от тангенциальной компоненты  $T$  силы  $F$  и крена от момента  $M = Ne$ .

Расчетные формулы У. Лебега [182] получены с учетом исследований Терцаги, Кайота, Керизеля. Несущая способность основания заглубленного фундамента с горизонтальной подошвой и нормальной к подошве нагрузкой определялась по формуле К. Терцаги

$$q = \gamma N_{\gamma} B/2 + \gamma' DN_q + c N_c, \quad (1.41)$$

где  $N_\gamma$ ,  $N_q$  и  $N_c$  – коэффициенты несущей способности, учитывающие влияние плотности грунта, заглубления фундамента и удельного сцепления:

$$\begin{aligned} N_\gamma &= K_p \cos(\pi/4 - \varphi/2) / 2 \cos^2(\pi/4 + \varphi/2); \\ N_q &= \text{tg}^2(\pi/4 + \varphi/2) e^{\pi \text{tg} \varphi}; \\ N_c &= (N_q - 1) / \text{tg} \varphi. \end{aligned} \quad (1.42)$$

При наклоне подошвы фундамента на угол  $\alpha$  перпендикулярным к ней стволу и нормальной силой коэффициенты несущей способности и влияния угла наклона вычислялись по формулам:

$$\begin{aligned} N_{q\alpha} &= \text{tg}^2(\pi/4 + \varphi/2) e^{(\pi - 2\alpha) \text{tg} \varphi}; \\ r_{q\alpha} &= N_{q\alpha} / N_{q0} = e^{-2\alpha \text{tg} \varphi}; \\ N_{\gamma\alpha} &= K_p \cos(\pi/4 - \varphi/2) / [2 \cos^2(\pi/4 + \varphi/2)]; \\ r_{\gamma\alpha} &= N_{\gamma\alpha} / N_{\gamma0} = (K_p)_\alpha / (K_p)_0; \\ N_{c\alpha} &= (N_{q\alpha} - 1) / \text{tg} \varphi; \\ q_\alpha &= \gamma N_{\gamma\alpha} B / 2 + \gamma' D n_{q\alpha} + c N_{c\alpha}. \end{aligned} \quad (1.43)$$

Рассмотрим подробнее методику расчета С. В. Иконина. Решение получено с использованием алгебраического аналога формулы Соммиана [33]:

$$\begin{aligned} U_i(K) &= \sum_{t=1}^c P_j^{(n)}(N_t) \iint_{\Gamma_t} U_{ij}^{(n)*}(K, N_t) d\Gamma - \\ &- \sum_{t=1}^c U_j^{(n)}(N_t) \iint_{\Gamma_t} P_{ij}^{(n)*}(K, N_t) d\Gamma, \end{aligned} \quad (1.44)$$

где  $U_i(K)$  – составляющие вектора перемещений произвольной точки  $K$  основания;  $c$  – количество элементарных фрагментов  $\Gamma_t$ , аппроксимирующих контактную поверхность  $\Gamma$  основания штампа;  $P_j^{(n)}(N_t)$ ,  $U_j^{(n)}(N_t)$  – соответственно составляющие вектора напряжений и перемещений, считающиеся постоянными во всех точках  $N_t$  и расположенные в пределах фрагмента  $\Gamma_t$ ;  $U_j^{(n)*}(K, N_t)$ ,  $P_{ij}^{(n)*}(K, N_t)$  – фундаментальные решения для вычисления в точке  $N$  полупространства  $j$ -х составляющих соответственно векторов перемещений и напряжений от единичных сил, приложенных в точке  $K$  полупространства по  $i$ -му направлению.

Дополнительную информацию можно получить в монографии С. Г. Кушнера (2008).

## 1.2. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ ПРИ ДЕЙСТВИИ ПЛОСКОЙ СИСТЕМЫ СИЛ

Определение перемещений заглубленных штампов, характер перемещений плоского жесткого квадратного штампа при действии в общем случае внецентренной наклонной силы исследовали В. В. Леденёв и М. Е. Соболевский [96]. Реактивные давления грунта на штамп определялись по векторной гипотезе Фусса–Винклера  $p = -\omega$ , где  $\omega$  – перемещение точки контактной поверхности.

Обозначим через  $F_x$  и  $F_y$  – сумму проекций реакций на ось  $x$  и  $y$ , а через  $M$  – момент реакций относительно центра штампа на уровне поверхности. Исследовали функции

$$r(x, y) = M(x, y)/F_y(x, y) \quad \text{и} \quad c(x, y) = F_x(x, y)/F_y(x, y); \quad c = -\xi,$$

где  $\xi$  – абсцисса приложения внешней силы.

### 1.2.1. ИСПОЛЬЗОВАНИЕ УРАВНЕНИЙ ЛИНЕЙНОЙ ТЕОРИИ УПРУГОСТИ

Решение отдельных задач приведено в [95, 103, 104]. В основу их положены уравнения Р. Миндлина [116]. Их использовали М. И. Горбунов–Посадов [46], А. А. Бартоломей [14], А. Б. Огранович [125], В. Г. Федоровский, С. В. Курилло, Н. А. Кулаков [154], Р. С. Шеляпин [166], В. В. Леденёв [103, 104] и др.

Обозначим через  $N_0$  общую нагрузку, действующую на основание, и  $S_0$  – осадку жесткого фундамента. Работа, осуществляемая нагрузкой, будет равна

$$\omega_{\text{ж}} = N_0 s_0. \quad (1.45)$$

Для абсолютно гибкого фундамента

$$\omega_{\text{г}} = \sigma_m s(x, y) dA = N_0 / As(x, y) dA,$$

где  $s(x, y) dA$  – объем эпюры осадки.

Приравнивая  $\omega_{\text{ж}}$  и  $\omega_{\text{г}}$ , получим

$$N_0 s_0 = N_0 / As(x, y) dA/A,$$

отсюда

$$s_0 = s_{\omega} = s(x, y) dA/A. \quad (1.46)$$

Покажем, что это соотношение соблюдается в случае распределения осадок по площадке фундамента в виде кругового и эллиптического параболоида.

Для эллиптического параболоида

$$s(x, y) = s_0 - (s_0 - s_y) / (l + b) [(x^2/l + (y^2/b)], \quad (1.47)$$

где  $s_0$  и  $s_y$  – соответственно осадка центра площадки и ее угла.

Для кругового параболоида уравнение осадок будет равно

$$s(x, y) = s_0 - [(s_0 - s_y) / 2b^2] (x^2 + y^2) \quad (1.48)$$

или

$$s(r) = s_0 - (s_0 - s_y) (r/a)^2,$$

где  $(x^2 + y^2) = r^2$ ;  $r$  – координаты точек, лежащих на окружности радиусом  $r$ .

После подстановки выражений (1.47) и (1.48) в (1.46) и интегрирования получим:

для круглой площадки

$$s_0 \approx s_m \approx (s_0 + s_k) / 2, \quad (1.49)$$

для прямоугольной площадки

$$s_0 \approx s_m \approx (2s_0 + s_k) / 3. \quad (1.50)$$

По точному решению Ж. Бусиннеска  $s_0 = 0,785$ , среднее значение осадки круговой площадки  $s_m = 0,849$ , среднее значение осадки как кругового параболоида  $s_m = 0,818$ .

По описанной приближенной методике решено несколько задач [194]. Приведем две из них.

**Определение осадки фундамента.** Средняя осадка фундамента

$$\omega_m = (2\omega_c + \omega_y) / 3, \quad (1.51)$$

где  $\omega_c$  – осадка центра прямоугольного фундамента;  $\omega_y$  – осадка его угла. Осадку угловой точки определяли от нагрузки  $p_0 = N_0 / (nb)$  на два прямоугольных треугольника I и II (рис. 1.6).

Нагрузка, действующая на бесконечно малый элемент площади  $dA = pdpdc\rho$ , создает сосредоточенную силу  $N = p_0\rho dpd\varphi$ . Введя обозначения  $t = \rho/b$ ,  $n = a/b$ ,  $\lambda = H/b$ ,  $c = z = H = \lambda b$ , получим:  $N = N_0 t dt d\varphi / n$ ;  $R_1 = \rho = tb$ ;  $R_2 = p^2 + 4H^2 = b(t^2 + 4\lambda^2)^{1/2}$ .

Полагая для упрощения  $a_1 = (3 - 4\mu_0)$ ,  $a_2 = 8(1 - \mu_0)^2 - (3 - 4\mu_0)$ ,  $a_3 = 2(3 - 4\mu_0) - 1$ , получим выражение для элементарной площадки

$$\omega_0 = \frac{1 - \mu_0^2}{E_0} \frac{N_0}{b} \frac{1}{8\pi n(1 - \mu_0)^2} \Phi_{(t)} t dt d\varphi, \quad (1.52)$$

где 
$$\Phi_{(t)} = \frac{a_1}{t} + \frac{a_2}{(t^2 + 4\lambda^2)^{1/2}} + \frac{2a_3\lambda^2}{(t^2 + 4\lambda^2)^{3/2}} + \frac{24\lambda^2}{(t^2 + 4\lambda^2)^{5/2}}.$$

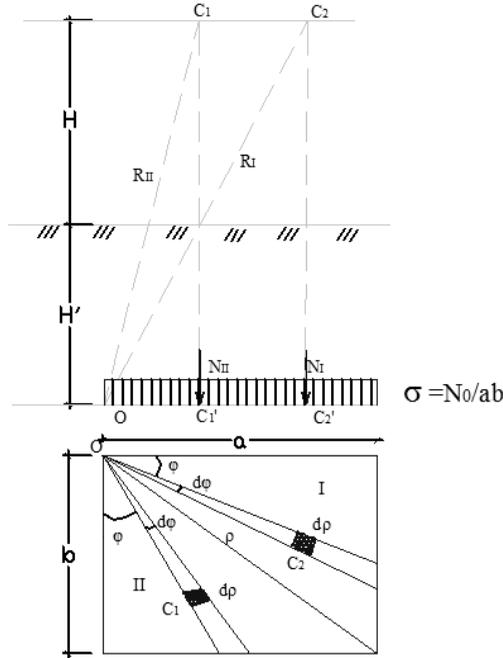


Рис. 1.6. Схема к определению осадки заглубленного фундамента

Величину общей осадки условной точки «0» можно определить после интегрирования (1.52) отдельно для прямоугольников I и II.

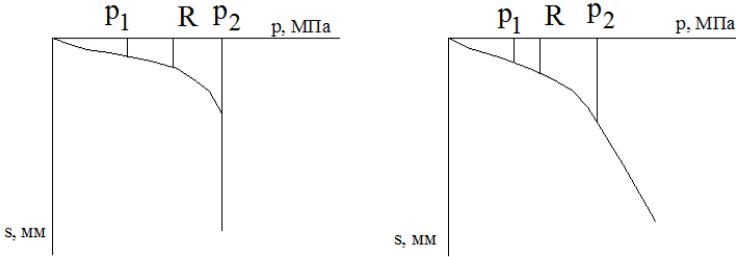
После интегрирования получим

$$\omega_y = [(1 - \mu_0)/E_0](N_0/b)\omega_y(n, \lambda) = [(1 - \mu_0)/E_0]p_0bn\omega_y(n, \lambda). \quad (1.53)$$

**Определение крена фундамента.** Для определения заглубленного фундамента может быть также использовано решение *P.* Миндлина [116], которое дает возможность определять осадку любой точки полупространства с координатами  $h, x, y$  от действия сосредоточенной силы  $P(s, \eta, h)$  (рис. 1.7)

$$\omega(x, y, s, \eta) = \frac{P(s, \eta)}{16\pi(1 - \mu)G} \left[ \frac{3 - 4\mu}{R_1} + \frac{8(1 - \mu)^2 - (3 - 4\mu)}{R_2} + \frac{(3 - 4\mu)4h^2}{R_2^3} + \frac{24h^4}{R_2^1} \right], \quad (1.54)$$

где  $R_1 = (x - \rho)^2 + (y - \eta)^2$ ;  $R_2 = R_1 + 4h^2$ ;  $G$  – модуль сдвига;  $\mu$  – коэффициент Пуассона.



**Рис. 1.7. Кривые зависимости осадки  $S$  от нагрузки  $p$ :**  
 $a$  – при вертикальной касательной в предельном состоянии;  
 $\bar{b}$  – при наклонной касательной в предельном состоянии  $dS/dp = S'_2$

Полученный коэффициент, равный среднему значению тангенса угла наклона гибкой площадки будем считать приближенным значением крена абсолютно жесткого фундамента:

$$i = \int_{-a}^a \int_{-b}^b \omega(x, y) x dx dy / x^2 dx dy. \quad (1.55)$$

Формулу для вычисления крена прямоугольного заглубленного фундамента представим в виде следующего выражения:

$$i = iM/a^3 E_0, \quad (1.56)$$

где  $i$  – безразмерная функция, ряд значений которой при  $\mu_0 = 0,3$ .

Среднюю осадку фундамента от равномерной нагрузки определим по формуле

$$\omega_m = \int_{-a}^a \int_{-b}^b \omega(x, y) dx dy / A. \quad (1.57)$$

После численного интегрирования выражение для осадки можно записать следующим образом:

$$i = \frac{1 - \mu_0^2}{E_0} \frac{3M}{4a^3} \cdot \bar{i}. \quad (1.58)$$

Изменение крена с глубиной можно аппроксимировать простой зависимостью

$$i = \frac{M \left( 1 + \frac{1}{1 + 2\sqrt{\lambda^3}} \right) (0,054 + 0,18n)}{a^3 E_0}. \quad (1.59)$$

## 1.2.2. РАСЧЕТ ОСАДОК ФУНДАМЕНТОВ ПРИ НЕЛИНЕЙНОЙ ЗАВИСИМОСТИ МЕЖДУ НАПРЯЖЕНИЯМИ И ДЕФОРМАЦИЯМИ В ГРУНТАХ [115]

Предлагаемый практический способ расчета осадки в нелинейной стадии деформируемости грунта сводится к замене нелинейно-деформируемого полупространства эквивалентным по осадке нелинейно-деформируемым массивом грунта, находящимся в условиях однородного напряженного состояния. Для линейно-деформируемого полупространства и слоя при невозможности бокового расширения такая замена была впервые предложена Н. А. Цытовичем [160]. Воспользуемся другой зависимостью для определения глубины сжимаемой толщи  $\bar{h}$ , которую можно определить из следующих соображений. Рассчитав осадку  $\bar{S}$  по способу, рекомендованному в нормах при давлении под фундаментом

$$p = p_1 = B\gamma h + Dc,$$

где  $B$ ,  $D$  – коэффициенты в формуле (17) СНиП, можно установить значения  $h$  из условия равенства этой осадке слоя, находящегося в условиях невозможности бокового расширения, следуя предложению Н. А. Цытовича [160]. После такого приравнивания и преобразований получим

$$\bar{h} = \frac{\bar{S}}{p_1} \frac{E(1-\mu)}{(1+\mu)(1-2\mu)}, \quad (1.60)$$

где  $E$ ,  $\mu$  – средние значения модуля деформации и коэффициента Пуассона грунта в пределах сжимаемой толщи.

Если принять в более общем виде, что вертикальные напряжения будут зависеть от координаты  $z$ , то из условия равновесия рассматриваемого массива получим

$$\tau_{zx} = -\frac{\partial \sigma_z(z)}{\partial z} \frac{bl}{2(b+1)}.$$

При изменении вертикальных напряжений в соответствии со степенной зависимостью

$$\sigma_z = p \left[ 1 - \left( \frac{z}{nh_3} \right)^m \right]$$

из условия равенства осадок

$$\int_0^{(nh_3)} \sigma_z dz = ph_3$$

получим соотношение  $n = l + m^{-1}$ . В схеме Н. А. Цытовича [160]  $m = 1$ , следовательно,  $n = 2$ . При  $z = nh$ , имеем  $\sigma_z = 0$ . Принимая напряжение  $\sigma_z$  постоянным по глубине, можно оценивать сжимаемость основания так же, как в схеме упругого основания по Винклеру, с помощью коэффициента постели  $c_z$ , который, как следует из формулы (1.60), выведенной из условия невозможности бокового расширения, в линейной стадии деформирования равен

$$c_z = \frac{p_1}{S} = \frac{E}{h} \frac{1-\mu}{(1+\mu)(1-2\mu)}.$$

Согласно предлагаемому способу расчета в интервале изменения давлений на основание в пределах  $0 \leq p \leq p_1$  (см. рис. 1.7) рассматривается массив грунта под фундаментом, находящийся, как указывалось, в условиях отсутствия бокового расширения, а при изменении давлений в пределах  $p_1 \leq p \leq p_2$ , в отличие от модели эквивалентного слоя, допускается ограничиваемое боковое расширение грунта. В первом приближении считается, что сдерживающее его боковое давление  $\sigma_3$  растет и изменяется линейно с изменением давления  $p$ , т.е.

$$q = \sigma_3 = \frac{p_2 q_1 - p_1 q_2}{p_2 - p_1} + p \frac{q_2 - q_1}{p_2 - p_1},$$

откуда при  $p = p_1$  имеем  $q = q_1$ , а при  $p = p_2$  получим  $q = q_2$ .

Значение  $q_1$  находится по формуле

$$q_1 = \frac{\mu}{1-\mu} p_1,$$

а  $q_2$  – из условия предельного состояния

$$q_2 = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} p_2 - \frac{2c \cos \varphi}{1 + \sin \varphi}.$$

Заменяем деформирующееся полупространство эквивалентным по осадке деформирующимся «столбом» с однородным напряженным состоянием, т.е. частью основания, непосредственно расположенной под фундаментом и повторяющей его контуры, что использовалось ранее К. Терцаги и, особенно, М. Н. Гольдштейном [45].

Давление  $p_2$ , соответствующее исчерпанию несущей способности основания, определяется по формуле

$$p_2 = 0,5N_y \gamma b + N_q \gamma h_1 + N_c c,$$

где  $b$  – ширина подошвы фундамента;  $N_y$ ,  $N_q$ ,  $N_c$  – коэффициенты, причем  $N_q$ ,  $N_c$  определяются в соответствии с решением Прандтля [160], а  $N_y$  – с помощью численного интегрирования системы дифференциальных уравнений Кармана, выполненного В. В. Соколовским [141]. По этим данным были подобраны эмпирические формулы

$$\begin{aligned} N_q &= \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} e^{\pi \operatorname{tg} \varphi}; \\ N_c &= (N_q - 1) \operatorname{ctg} \varphi; \\ N_y &= \frac{\operatorname{tg} \varphi}{2} e^{5,2205 \operatorname{tg} \varphi + 0,25504}. \end{aligned} \quad (1.61)$$

Осадка на первом участке (см. рис. 1.8) при  $p \leq p_1$  определяется по формуле

$$S = p \frac{\bar{S}}{p_1},$$

где  $S$  находится методом послыного суммирования при  $p = p_1$ . В связи с тем, что по нормам осадка вычисляется лишь от дополнительного к природному  $p_\sigma$  давлению, формулу следует записать так

$$\begin{aligned} S &= \frac{p - p_\sigma}{p_1 - p_\sigma} \bar{S} \quad \text{при } p > p_\sigma; \\ S &= 0 \quad \text{при } p < p_\sigma. \end{aligned}$$

Для вычисления осадки на втором участке следует учесть переменность модуля сдвига и зависимость его от действующих напряжений.

Получаем полную осадку на участке нагрузки  $p_1 \leq p \leq p_2$ :

$$S = \bar{h} \frac{p - p_1}{3E} \left\{ \frac{2(1 + \mu)}{p_2 - p} [p_2 - p_1 - (q_2 - q_1)] + \frac{1 - 2\mu}{p_2 - p_1} [p_2 - p_1 - 2(q_2 - q_1)] \right\} + \bar{S}. \quad (1.62)$$

### 1.2.3. ПРИБЛИЖЕННЫЙ МЕТОД ОПРЕДЕЛЕНИЯ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ ЗАГЛУБЛЕННОГО ФУНДАМЕНТА

В [95] приведен приближенный метод расчета заглубленного фундамента с использованием уравнений Р. Миндлина [116].

Сложность взаимодействия отдельных элементов боковой поверхности заглубленного фундамента исключает возможность ее

постановки в дифференциальной форме. Решение задачи было выполнено методом конечных разностей. В целях упрощения сечение фундамента принято в плане прямоугольной формы. Подробное описание решения приведено в [102].

Для составления уравнений деформаций имеется возможность выразить их через основные перемещения в уровне поверхности  $u_0$ ,  $s_0$  и  $i_0$ . Перемещения произвольной точки с координатами  $x_k$  и  $z_k$  будут равны

$$u_k = u_0 - i_0 z_k, \quad s_k = s_0 + i_0 x_k.$$

Если обозначить единичные перемещения точки от силы, действующей в точке  $z$  через  $u_{ik}$  и  $s_{1k}$  с учетом взаимодействия отдельных нагруженных площадок, то можно написать:

$$\begin{aligned} u_k &= u_{1k} X_1 + u_{2k} X_2 + \dots + u_{kk} X_k + \dots + u_{3l+f, k} X_{3l+f}; \\ s_k &= s_{1k} Z_1 + s_{2k} Z_2 + \dots + s_{kk} Z_k + \dots + s_{3l+f, k} Z_{3l+f}. \end{aligned}$$

Для определения  $u_{kk}$  и  $s_{kk}$  можно использовать соответствующие безразмерные коэффициенты, получаемые при решении отдельных частных задач. Глубина расположения силы от поверхности обозначена через  $z_i$ , а точки  $k$ , в которой определяется перемещение –  $z_k$ . В безразмерных величинах эти координаты равны

$$\xi_i = z_i/a, \quad \xi_k = z_k/a.$$

Перемещения площадок передней и задней граней:

$$\begin{aligned} u_{kk} &= \frac{1 - \mu_0^2}{E_0} \frac{\bar{u}}{b} = \frac{1 - \mu_0^2}{E_0} \frac{n\bar{u}}{a}, \\ s_{kk} &= \frac{1 - \mu_0^2}{E_0} \frac{\bar{\omega}}{b} = \frac{1 - \mu_0^2}{E_0} \frac{n\bar{\omega}}{a}. \end{aligned} \quad (1.63)$$

Значения  $u_{kk}$  и  $s_{kk}$  определяли по таблицам [102], имея в виду, что  $\lambda = z_k/b = n\xi_k$ ,  $m = n/2l\lambda_0$ .

Перемещения площадок боковых граней вычисляли по формулам:

$$\begin{aligned} u_{kk} &= \frac{1 - \mu_0^2}{E_0} \frac{\bar{v}}{b}; \\ s_{kk} &= \frac{1 - \mu_0^2}{E_0} \frac{\bar{\omega}}{a}. \end{aligned} \quad (1.64)$$

Значения  $v$  и  $\omega$  определяли по таблицам [102], учитывая, что  $\lambda = \xi_k$ ,  $m = 1/2l\lambda_0$ .

Перемещения площадок по подошве фундамента вычисляли по формулам:

$$u_{kk} = \frac{1 - \mu_0^2}{E_0} \frac{\bar{u}_m}{0,4a} = \frac{1 - \mu_0^2}{E_0} \frac{f \bar{u}_m}{2a};$$

$$s_{kk} = \frac{1 - \mu_0^2}{E_0} \frac{\bar{s}_m}{0,4a} = \frac{1 - \mu_0^2}{E_0} \frac{n \bar{s}_m}{a}. \quad (1.65)$$

Значения коэффициентов  $u_m$  и  $s_m$  определяли по таблицам [102].

Безразмерные функции перемещений представлены следующими зависимостями при единичных силах  $P, M, Q$ :

$$s_0 = 0,470 - 0,134\lambda + 0,0169\lambda^2 - 0,00074\lambda^3;$$

$$u_0 = 0,552 - 0,1903\lambda + 0,0301\lambda^2 - 0,0015\lambda^3;$$

$$u_0 = 0,623 - 0,262\lambda + 0,041\lambda^2 - 0,002\lambda^3;$$

$$i_0 = 0,530 - 0,252\lambda + 0,042\lambda^2 - 0,002\lambda^3;$$

$$i_0 = 0,623 - 0,262\lambda + 0,041\lambda^2 - 0,002\lambda^3. \quad (1.66)$$

#### 1.2.4. РАСЧЕТ МНОГОПРОЛЕТНОГО ВЫСОКОГО ЖЕСТКОГО СВАЙНОГО РОСТВЕРКА ПО ПОДХОДУ И. А. СИМВУЛИДИ

Рассмотрим свайный фундамент, когда верхние концы (головки) свай жестко заделаны в ростверке (рис. 1.8, а).

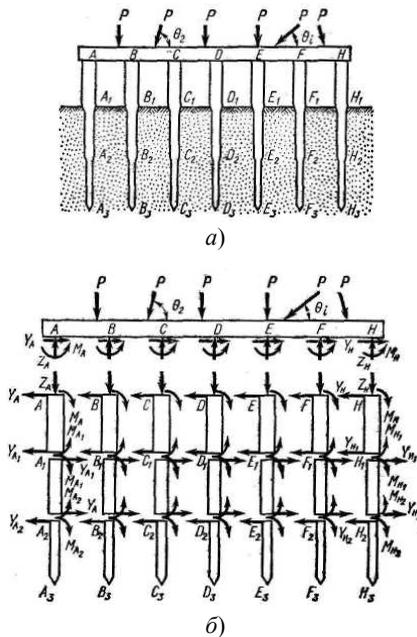


Рис. 1.8. Расчет многопролетного свайного ростверка

Пусть для общности расчета каждая свая, входящая в состав свайного фундамента, по глубине имеет переменное поперечное сечение, которое по глубине забивки ступенчато изменяется в сечениях  $A_1, B_1, C_1, D_1, \dots$  и  $A_2, B_2, C_2, \dots$ , оставаясь постоянным в пределах каждой отсеченной части сваи (балки)  $AA_1, A_1A_2, A_2A_3, BB_1, B_1B_2, B_2B_3, \dots$  (в частности, сваи по глубине могут быть и постоянного поперечного сечения). На тех же уровнях по глубине ступенчато изменяются и модули деформации, а также коэффициент Пуассона грунта. Рассматриваемую конструкцию мысленно расчленяем на несколько частей (рис. 1.8, б).

Пользуясь уравнениями статики, имеем:

$$\begin{aligned} & -\sum_{i=A}^{i=H} M_i - \sum_{i=B}^{i=H} L_i Z_i + \sum P_i l_i \sin \theta_i; \\ & \sum_{i=A}^{i=H} Z_i - \sum P_i \sin \theta_i; \\ & \sum_{i=A}^{i=H} Y_i - \sum P_i \cos \theta_i. \end{aligned}$$

Условимся, что наземные части свай  $AA_1, BB_1, CC_1, DD_1, \dots$  погружены в слабый грунт и их модули деформаций

$$E_0(AA_1), E_0(BB_1) = \dots \rightarrow 0.$$

Условимся также, что модули деформаций грунта  $E_0(AA_1), E_0(BB_1), E_0(CC_1), \dots$  на участках  $AA_1, BB_1, CC_1, \dots$  и  $A_1A_2, B_1B_2, \dots$  постоянны, но по величине отличаются друг от друга.

Пользуясь уравнениями (I) и (II), получаем:

$$\begin{aligned} \Omega_{12}^{(A)} Y_{A1} + \Omega_{13}^{(A)} Y_{A2} + \Omega_{15}^{(A)} Y_{A1} + \Omega_{16}^{(A)} Y_{A2} &= -(\Omega_{11}^{(A)} Y_A + \Omega_{14}^{(A)} M_A); \\ \Omega_{21}^{(A)} Y_{A1} + \Omega_{22}^{(A)} Y_{A2} - \Omega_{24}^{(A)} M_{A1} - \Omega_{25}^{(A)} M_{A2} &= 0; \\ D_{12}^{(A)} Y_{A1} + D_{13}^{(A)} Y_{A2} + D_{15}^{(A)} M_{A1} + D_{16}^{(A)} M_{A2} &= (D_{11}^{(A)} Y_A + D_{14}^{(A)} M_A); \\ D_{21}^{(A)} Y_{A1} + D_{22}^{(A)} Y_{A2} - D_{24}^{(A)} M_{A1} - D_{25}^{(A)} M_{A2} &= 0. \end{aligned} \quad (1.67)$$

Решаем относительно  $Y_{A1}, Y_{A2}, M_{A1}$  и  $M_{A2}$ :

$$\begin{aligned} M_{A1} &= \frac{a_1^{(A)}}{\Delta(A)} \left\{ a_1^{(A)} (C_1^{(A)} D_{12}^{(A)} + C_2^{(A)} D_{13}^{(A)} - a_1^{(A)} D_{16}^{(A)}) - \right. \\ & \quad \left. - a_2^{(A)} (C_1^{(A)} \Omega_{12}^{(A)} + C_2^{(A)} \Omega_{13}^{(A)} - a_1^{(A)} \Omega_{16}^{(A)}) \right\}; \\ M_{A2} &= \frac{a_1^{(A)}}{\Delta(A)} \left\{ a_1^{(A)} (C_1^{(A)} D_{12}^{(A)} + C_2^{(A)} D_{13}^{(A)} - a_1^{(A)} D_{16}^{(A)}) - \right. \\ & \quad \left. - a_2^{(A)} (C_1^{(A)} \Omega_{12}^{(A)} + C_2^{(A)} \Omega_{13}^{(A)} - a_1^{(A)} \Omega_{16}^{(A)}) \right\}; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
Y_{A1} &= \frac{1}{\Delta(A)} \left\{ d_2^{(A)} [C_1^{(A)} b_1^{(A)} (\Omega_{12}^{(A)} - D_{12}^{(A)}) + b_1^{(A)} C_2^{(A)} \Omega_{13}^{(A)} - \right. \\
&\quad - b_2^{(A)} C_1^{(A)} D_{13}^{(A)} + a_1^{(A)} (D_{15}^{(A)} C_1^{(A)} - \Omega_{16}^{(A)} b_1^{(A)})] + \\
&\quad + d_1^{(A)} [b_1^{(A)} C_1^{(A)} (\Omega_{12}^{(A)} - D_{12}^{(A)}) + C_1^{(A)} b_2^{(A)} \Omega_{13}^{(A)} - \\
&\quad - C_2^{(A)} b_1^{(A)} D_{13}^{(A)} + a_1^{(A)} (b_1^{(A)} D_{16}^{(A)} - C_1^{(A)} \Omega_{15}^{(A)})] \left. \right\}; \\
Y_{A2} &= \frac{1}{\Delta(A)} \left\{ d_2^{(A)} [C_2^{(A)} b_2^{(A)} (\Omega_{13}^{(A)} - D_{13}^{(A)}) + b_2^{(A)} C_1^{(A)} \Omega_{12}^{(A)} - \right. \\
&\quad - b_1^{(A)} C_2^{(A)} D_{12}^{(A)} + a_1^{(A)} (D_{15}^{(A)} C_1^{(A)} - \Omega_{16}^{(A)} b_1^{(A)})] + \\
&\quad + d_1^{(A)} [b_2^{(A)} C_2^{(A)} (\Omega_{13}^{(A)} - D_{13}^{(A)}) + C_2^{(A)} b_1^{(A)} \Omega_{12}^{(A)} - \\
&\quad - C_1^{(A)} b_2^{(A)} D_{12}^{(A)} + a_1^{(A)} (b_2^{(A)} D_{16}^{(A)} - C_2^{(A)} \Omega_{15}^{(A)})] \left. \right\}.
\end{aligned}$$

Или

$$\begin{aligned}
M_{A1} &= K_1^{(A)} a_1^{(A)} - K_2^{(A)} d_2^{(A)}; \\
M_{A2} &= K_3^{(A)} a_2^{(A)} - K_4^{(A)} d_1^{(A)}; \\
Y_{A1} &= K_5^{(A)} d_2^{(A)} + K_6^{(A)} a_1^{(A)}; \\
Y_{A2} &= K_7^{(A)} d_2^{(A)} + K_8^{(A)} a_1^{(A)}.
\end{aligned} \tag{1.68}$$

В этих формулах:

$$\begin{aligned}
a_1^{(A)} &= \Omega_{21}^{(A)} D_{22}^{(A)} - \Omega_{22}^{(A)} D_{21}^{(A)}; \\
b_1^{(A)} &= \Omega_{22}^{(A)} D_{24}^{(A)} - \Omega_{24}^{(A)} D_{22}^{(A)}; \\
C_1^{(A)} &= \Omega_{22}^{(A)} D_{25}^{(A)} - \Omega_{25}^{(A)} D_{22}^{(A)}; \\
b_2^{(A)} &= \Omega_{24}^{(A)} D_{21}^{(A)} - \Omega_{21}^{(A)} D_{24}^{(A)}; \\
C_2^{(A)} &= \Omega_{25}^{(A)} D_{21}^{(A)} - \Omega_{21}^{(A)} D_{25}^{(A)}; \\
d_1^{(A)} &= \Omega_{11}^{(A)} Y_A + \Omega_{14}^{(A)} M_A; \\
d_2^{(A)} &= D_{11}^{(A)} Y_A + D_{14}^{(A)} M_A.
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\Delta^{(A)} &= (b_1^{(A)} \Omega_{12}^{(A)} + b_2^{(A)} \Omega_{13}^{(A)} - a_1^{(A)} \Omega_{15}^{(A)}) (C_1^{(A)} D_{12}^{(A)} + C_2^{(A)} D_{13}^{(A)} - a_1^{(A)} D_{16}^{(A)}) - \\
&\quad - (b_1^{(A)} D_{12}^{(A)} + b_2^{(A)} D_{13}^{(A)} - a_1^{(A)} D_{15}^{(A)}) (C_1^{(A)} \Omega_{12}^{(A)} + C_2^{(A)} \Omega_{13}^{(A)} - a_1^{(A)} D_{16}^{(A)}).
\end{aligned} \tag{1.69}$$

$$K_1^{(A)} = \frac{a_1^{(A)}}{\Delta^{(A)}} (C_1^{(A)} D_{12}^{(A)} + C_2^{(A)} D_{13}^{(A)} - a_1^{(A)} D_{16}^{(A)});$$

$$K_2^{(A)} = \frac{a_1^{(A)}}{\Delta^{(A)}} (C_1^{(A)} \Omega_{12}^{(A)} + C_2^{(A)} \Omega_{13}^{(A)} - a_1^{(A)} \Omega_{16}^{(A)});$$

$$\begin{aligned}
K_3^{(A)} &= \frac{a_1^{(A)}}{\Delta^{(A)}} (b_1^{(A)} D_{12}^{(A)} + b_2^{(A)} D_{13}^{(A)} - a_1^{(A)} D_{16}^{(A)}); \\
K_4^{(A)} &= \frac{a_1^{(A)}}{\Delta^{(A)}} (b_1^{(A)} \Omega_{12}^{(A)} + b_2^{(A)} \Omega_{13}^{(A)} - a_1^{(A)} \Omega_{16}^{(A)}); \\
K_5^{(A)} &= \frac{1}{\Delta^{(A)}} [b_1^{(A)} C_1^{(A)} (\Omega_{21}^{(A)} - D_{12}^{(A)}) + b_1^{(A)} C_2^{(A)} \Omega_{13}^{(A)} - \\
&\quad - b_2^{(A)} C_1^{(A)} D_{13}^{(A)} + a_1^{(A)} (C_1^{(A)} D_{16}^{(A)} - b_1^{(A)} \Omega_{16}^{(A)})]; \\
K_6^{(A)} &= \frac{1}{\Delta^{(A)}} [b_1^{(A)} C_1^{(A)} (\Omega_{12}^{(A)} - D_{12}^{(A)}) + b_2^{(A)} C_1^{(A)} \Omega_{13}^{(A)} - \\
&\quad - b_1^{(A)} C_2^{(A)} D_{13}^{(A)} + a_1^{(A)} (b_1^{(A)} D_{16}^{(A)} - C_1^{(A)} \Omega_{16}^{(A)})]; \\
K_7^{(A)} &= \frac{1}{\Delta^{(A)}} [b_2^{(A)} C_2^{(A)} (\Omega_{13}^{(A)} - D_{13}^{(A)}) + b_2^{(A)} C_1^{(A)} \Omega_{12}^{(A)} - \\
&\quad - b_1^{(A)} C_2^{(A)} D_{12}^{(A)} + a_1^{(A)} (C_1^{(A)} D_{16}^{(A)} - b_1^{(A)} \Omega_{16}^{(A)})]; \\
K_8^{(A)} &= \frac{1}{\Delta^{(A)}} [b_2^{(A)} C_2^{(A)} (\Omega_{13}^{(A)} - D_{13}^{(A)}) + b_1^{(A)} C_2^{(A)} \Omega_{12}^{(A)} - \\
&\quad - b_2^{(A)} C_1^{(A)} D_{12}^{(A)} + a_1^{(A)} (b_2^{(A)} D_{16}^{(A)} - C_2^{(A)} D_{16}^{(A)})].
\end{aligned}$$

Получаем уравнение

$$a_M^{(A)} M_A + a_P^{(A)} Y_A = 0. \quad (1.70)$$

Подставляем значение  $M_A$  из уравнения (1.70) в формулу (1.68):

$$\begin{aligned}
M_{A1} &= K_1^{(A)} a_{1P}^{(A)} - K_2^{(A)} d_{2P}^{(A)}; \\
M_{A2} &= K_3^{(A)} d_{2P}^{(A)} - K_4^{(A)} d_{1P}^{(A)}; \\
Y_{A1} &= K_5^{(A)} d_{2P}^{(A)} + K_6^{(A)} d_{1P}^{(A)}; \\
Y_{A2} &= K_7^{(A)} d_{2P}^{(A)} + K_8^{(A)} d_{1P}^{(A)},
\end{aligned}$$

где

$$\begin{aligned}
d_{1P}^{(A)} &= \left( \Omega_{11}^{(A)} - \frac{a_P^{(A)}}{a_M^{(A)}} \Omega_{14}^{(A)} \right); \quad Y_A = E_D^{(A)} Y_A; \\
d_{2P}^{(A)} &= \left( D_{11}^{(A)} - \frac{a_P^{(A)}}{a_M^{(A)}} D_{14}^{(A)} \right); \quad Y_A = E_D^{(A)} Y_A.
\end{aligned} \quad (1.71)$$

Зная величины  $M_{A1}$ ,  $M_{A2}$ ,  $Y_{A1}$  и  $Y_{A2}$ , можно определить  $\delta_A$ . При определении  $\delta_A$ ,  $\delta_B$ ,  $\delta_C$ , ... для удобства начало координат берем в точках  $A_3, B_3, C_3, \dots$ . Оси  $z$  направляем вверх, а оси  $y$  – вправо.

$$\delta_A = \left\{ \frac{L_{A2A3}}{\alpha_{A2A3} i_{A1A2}} \left( -\bar{y}_{2A2}^{(-A2)} M_{A2} - \bar{y}_{3A2}^{(A2)} L_{A2A3} Y_{A2} \right) + \right. \\ \left. + \frac{L_{A1A2}}{\alpha_{A1A2} i_{A1A2}} \left[ \bar{y}_{2A1}^{(A1)} M_{A2} - \bar{y}_{2A1}^{(A1)} M_{A1} + L_{A1A2} \left( \bar{y}_{3A2}^{(A)} Y_{A2} + \bar{y}_{3A1}^{(A1)} Y_{A1} \right) \right] + \right. \\ \left. + \frac{L_{AA1}}{\alpha_{AA1} i_{AA1}} \left[ \bar{y}_{2A1}^{(A)} M_{A1} - \bar{y}_{2A1}^{(A)} M_A + L_{AA1} \left( \bar{y}_{3A1}^{(A)} Y_{A1} + \bar{y}_{3A}^{(A)} Y_A \right) \right] \right\}. \quad (1.72)$$

### 1.3. КОНТАКТНЫЕ ЗАДАЧИ [4]

Рассмотрим упругое однородное полупространство  $z \geq 0$ , содержащее со стороны поверхности  $z = 0$  полость  $S$ , имеющую границу  $\Gamma$ . Механические свойства полупространства определяются модулем упругости  $E$  и коэффициентом Пуассона  $\nu$ . Будем предполагать, что поверхность  $z = 0$ , ограничивающая полупространство, свободна от нагрузок. В полость  $S$  погрузим абсолютно жесткий объемный штамп, подверженный действию статической нагрузки, сводящейся к равнодействующим: силе  $P = \{P_1, P_2, P_3\}$  и моменту  $M = \{M_1, M_2, M_3\}$ , где  $P_i, M_i$  ( $i = 1, 2, 3$ ) – проекции соответствующих векторов на оси декартовой системы координат  $Ox_1 x_2 x_3$  ( $OXYZ$ ) (рис. 1.9).

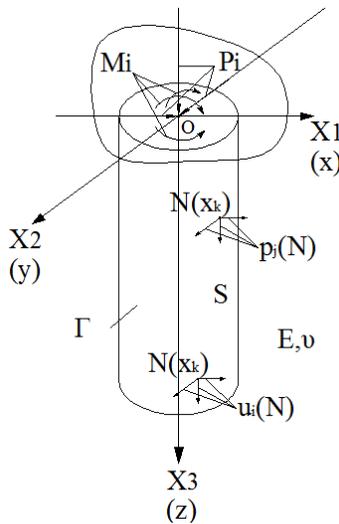
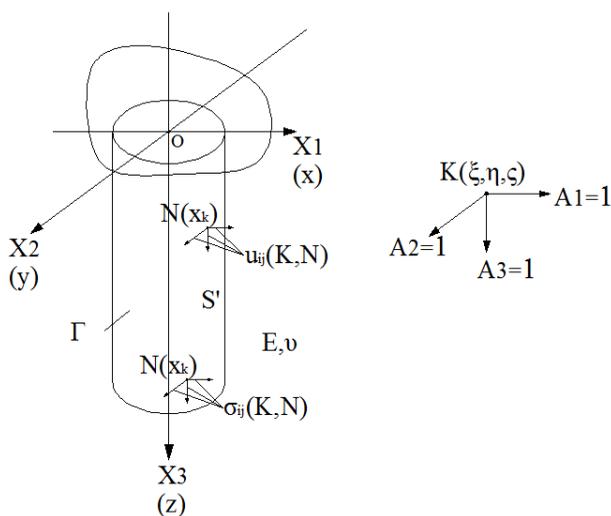


Рис. 1.9. Расчетная схема контактной задачи для объемного штампа, заглубленного в упругое полупространство

Сформулируем контактную задачу пространственной теории упругости для заглубленного штампа, состоящую в определении контактных напряжений на поверхности взаимодействия как упругой среды со штампом, а также параметров его перемещения как жесткого целого. Будем предполагать, что штамп спаян с упругим полупространством, т.е. на контактной поверхности штампа и основания совпадают перемещения (выполняются граничные условия второго типа по Л. А. Галину [38]). Для вывода основных уравнений контактной задачи будем следовать весьма наглядной методике, впервые рассмотренной Г. Б. Ковнеристовым, а позже примененной О. В. Шишовым при решении задач в осесимметричной постановке. Методика предполагает использование теоремы взаимности Бетти, требующей введения основного и вспомогательного состояний упругого тела.

В качестве основного состояния рассмотрим упругое полупространство с полостью  $S$ , в каждой точке поверхности которой даны перемещения  $U_i(N)$  и действуют напряжения  $p_i(N)$ , представляющие распределенную реакцию со стороны штампа (рис. 1.10). При этом напряженно-деформированное состояние основания в исходной контактной задаче будет эквивалентно введенному в рассмотрение основному состоянию.



**Рис. 1.10.** Упругое полупространство, ослабленное соответствующей по форме заглубленного штампа полостью

Для построения вспомогательных состояний рассмотрим цельное упругое полупространство, нагруженное в некоторой точке  $K(\xi, \eta, \zeta)$  единичными сосредоточенными силами

$$A_i = \delta(x - \xi, y - \eta, z - \zeta), \quad i = 1, 2, 3, \quad (1.73)$$

направленными соответственно вдоль координатных осей. Точку напряжения  $K(\xi, \eta, \zeta)$  выбираем вне области, ограниченной поверхностью  $\Gamma$ . Мысленно из полупространства удалим упругое тело  $S'$ , имеющее поверхность  $\Gamma$  (идентичное жесткому штампу). Чтобы ослабленное полостью полупространство осталось в равновесии, по поверхности  $\Gamma$  следует распределить усилия  $\sigma_{ij}(N, K)$  и перемещения  $U_{ij}(N, K)$ , являющиеся фундаментальными решениями Миндлина (рис. 1.11).

Воспользуемся теоремой взаимности Бетти, которая связывает решение двух различных задач для одной и той же области упругого тела: работа системы сил основного состояния на перемещениях вспомогательного состояния равна работе, производимой системой сил вспомогательного состояния на перемещениях основного состояния.

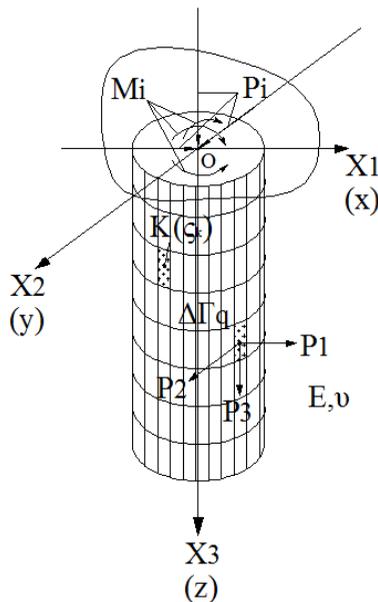


Рис. 1.11. Дискретизация контактной поверхности штампа и упругого основания с использованием граничных элементов

Уравнения взаимности работ для рассмотренных в данной контактной задаче основного и вспомогательного состояний принимают вид

$$\begin{aligned} & \iint_{\Gamma} [p_1(N)U_{1i}(K, N) + p_2(N)U_{2i}(K, N) + p_3(N)U_{3i}(K, N)]d\Gamma = \\ & = \iint_{\Gamma} [\sigma_{1i}(K, N)u_1(N) + \sigma_{2i}(K, N)u_2(N) + \sigma_{3i}(K, N)u_3(N)]d\Gamma + u_i(K), \\ & \quad i = 1, 2, 3. \end{aligned}$$

Определить деформации полупространства с использованием формулы (1.67) можно обычным путем после дифференцирования и применения

$$\begin{aligned} \varepsilon_{11} &= \frac{\partial u_1}{\partial \xi}(K); \\ \varepsilon_{22} &= \frac{\partial u_2}{\partial \eta}(K); \\ \varepsilon_{33} &= \frac{\partial u_3}{\partial \zeta}(K); \\ \varepsilon_{12} = \varepsilon_{21} &= \frac{1}{2} \left( \frac{\partial u_1}{\partial \eta}(K) + \frac{\partial u_2}{\partial \xi}(K) \right); \\ \varepsilon_{32} = \varepsilon_{23} &= \frac{1}{2} \left( \frac{\partial u_2}{\partial \zeta}(K) + \frac{\partial u_3}{\partial \eta}(K) \right); \\ \varepsilon_{13} = \varepsilon_{31} &= \frac{1}{2} \left( \frac{\partial u_1}{\partial \zeta}(K) + \frac{\partial u_3}{\partial \xi}(K) \right). \end{aligned}$$

А затем по формулам Гука и компоненты тензора напряжений в упругом полупространстве для основного состояния

$$\begin{aligned} \sigma_k(K) &= 2G \left[ \frac{\nu}{1-2\nu} \theta(K) + \varepsilon_{kk}(K) \right], \quad k = 1, 2, 3; \\ \tau_{12}(K) &= 2G\varepsilon_{12}(K); \\ \tau_{23}(K) &= 2G\varepsilon_{23}(K); \\ \tau_{13}(K) &= 2G\varepsilon_{13}(K), \end{aligned}$$

где  $G = E/2(1 + \nu)$  – модуль сдвига;  $\theta(K) = \varepsilon_{11} + \varepsilon_{22} + \varepsilon_{33}$  – дилатация.

Для получения уравнений контактной задачи устремим точку  $K(\xi, \eta, \zeta)$  приложения единичных сосредоточенных единичных сил к поверхности заглубленного штампа, т.е. совершим предельный пере-

ход от внутренней точки к граничной. В результате указанного предельного перехода получаем систему трех граничных интегральных уравнений.

$$\frac{1}{2}u_i(K) = \iint_{\Gamma} \left[ \sum_{j=1}^3 p_j(N)U_{ij}(K, N) - \sigma_{ij}(K, N)u_j(N) \right] d\Gamma;$$

$$i, j = 1, 2, 3; K(\xi, \eta, \zeta) \in \Gamma; N(x_1, x_2, x_3) \in \Gamma.$$

Перемещение штампа как жесткого целого позволяет для точек на контактной поверхности записать:

$$u_i(K) = \Delta_i - \varepsilon_{ijk} \zeta_j \Psi_k, \quad (1.74)$$

где  $\Delta_i$  – поступательные смещения штампа;  $\Psi_k$  – малые повороты штампа относительно координатных осей;  $i, j, k = 1, 2, 3$ ;  $K(\xi, \eta, \zeta) \in \Gamma$ ;  $\zeta_1 = \xi$ ;  $\zeta_2 = \eta$ ;  $\zeta_3 = \zeta$ .

Решение пространственной контактной задачи для заглубленного в упругое полупространство абсолютно жесткого штампа произвольной формы при действии внешнего статического нагружения общего вида определяется системой интегральных уравнений в следующем развернутом виде:

$$\begin{aligned} & \iint_{\Gamma} [p_1(N)U_{11}(K, N) + p_2(N)U_{12}(K, N) + p_3(N)U_{13}(K, N)] d\Gamma = \\ & = \Delta_1 + \eta\Psi_3 - \zeta\Psi_2; \\ & \iint_{\Gamma} [p_1(N)U_{21}(K, N) + p_2(N)U_{22}(K, N) + p_3(N)U_{23}(K, N)] d\Gamma = \\ & = \Delta_2 + \zeta\Psi_1 - \xi\Psi_3; \\ & \iint_{\Gamma} [p_1(N)U_{31}(K, N) + p_2(N)U_{32}(K, N) + p_3(N)U_{33}(K, N)] d\Gamma = \\ & = \Delta_3 + \xi\Psi_2 - \eta\Psi_1. \end{aligned} \quad (1.75)$$

$$\left. \begin{aligned} & \iint_{\Gamma} p_1(N) d\Gamma = P_1; \\ & \iint_{\Gamma} p_2(N) d\Gamma = P_2; \\ & \iint_{\Gamma} p_3(N) d\Gamma = P_3; \\ & \iint_{\Gamma} [p_3(N)x_2 - p_2(N)x_3] d\Gamma = M_1; \\ & \iint_{\Gamma} [p_1(N)x_3 - p_3(N)x_1] d\Gamma = M_2; \\ & \iint_{\Gamma} [p_2(N)x_1 - p_1(N)x_2] d\Gamma = M_3. \end{aligned} \right\} \quad (1.76)$$

В результате решения системы (1.75), (1.76) определяются три функции контактных напряжений  $p_i$  и шесть параметров  $\Delta_i, \Psi_i$  ( $i = 1, 2, 3$ ) перемещения штампа как жесткого целого, т.е. определяется напряженно-деформированное состояние на контактной поверхности  $\Gamma$ .

После гранично-элементной дискретизации границы  $\Gamma$  система интегральных уравнений контактной задачи принимает вид

$$\left. \begin{aligned} \Delta_i &= \sum_{q=1}^m \int_{\Delta\Gamma_q} p_j(N) U_{ji}(K_f, N) d\Gamma + \zeta_k \Psi_j \varepsilon_{ijk}; \\ P_i &= \sum_{q=1}^m \int_{\Delta\Gamma_q} p_i(N) d\Gamma; \\ M_i &= \sum_{q=1}^m \int_{\Delta\Gamma_q} \varepsilon_{ijk} p_j(N) x_k d\Gamma; \\ i, j, k &= \overline{1, 3}; f, q = 1, 2, \dots, m, \end{aligned} \right\} \quad (1.77)$$

где  $m$  – число граничных элементов на контактной поверхности штампа;  $\Delta\Gamma_q$  – поверхность  $q$ -го граничного элемента;  $K_f$  – точки коллокаций (центры тяжести граничных элементов);  $\zeta_k$  – координаты точки  $K_f$ , ( $\zeta_1 = \xi; \zeta_2 = \eta; \zeta_3 = \varsigma$ ).

## Глава 2

# ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ И ПЕРЕМЕЩЕНИЙ ЗАГЛУБЛЕННЫХ ШТАМПОВ И ФУНДАМЕНТОВ

### 2.1. ФАКТОРЫ, ВЛИЯЮЩИЕ НА НЕСУЩУЮ СПОСОБНОСТЬ ПРИ ДЕЙСТВИИ ПЛОСКОЙ СИСТЕМЫ СИЛ

#### 2.1.1. ЗАВИСИМОСТЬ МЕЖДУ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТЬЮ И ОТНОСИТЕЛЬНЫМ ЭКСЦЕНТРИСИТЕТОМ НАГРУЗОК

Влияние эксцентриситета на несущую способность штампов и фундаментов подобно полученным в опытах [111]. График зависимости несущей способности от относительных эксцентриситетов фундамента при глубине заложения  $\lambda = 2$  приведен на рис. 2.1. Исследования проводили в лаборатории механики грунтов ВИСИ. Основанием служил среднезернистый маловлажный песок,  $\rho = 1,6 \text{ г/см}^3$  ( $w = 0,05$ ). Модели фундаментов диаметром 50 см нагружали с помощью секторной рамы гидравлическим домкратом.

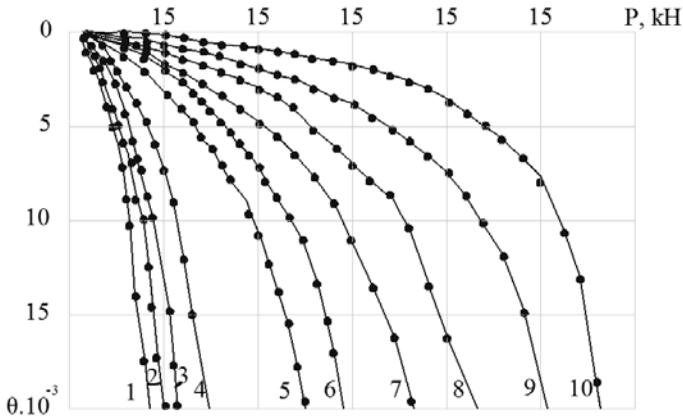


Рис. 2.1. Зависимость несущей способности от относительных эксцентриситетов при глубине заложения  $\lambda = 2$ ;  $e_0$ :  
1 – 2; 2 – 1,5; 3 – 1,25; 4 – 1; 5 – 0,75; 6 – 0,625; 7 – 0,5;  
8 – 0,375; 9 – 0,25; 10 – 0,125

## 2.1. Сравнение опытных и расчетных значений несущей способности фундаментов при разных эксцентриситетах

Относительный эксцентриситет $e_0$	Несущая способность $F_u$ (кН) по опытам	Несущая способность $F_u$ (кН) по формулам (2.1)	Погрешность (%)
0,125	112	114,12	1,89
0,25	100	97,92	-2,08
0,375	84	83,35	-0,77
0,5	72	70,36	-2,28
0,625	58	58,88	1,51
0,75	50	48,86	-2,27
1	29	33,02	13,86
1,25	22	22,39	1,78
1,5	19	16,55	-12,92
2	16	17,48	9,25

Получим аппроксимирующую функцию

$$F_u = -4,6e_0^3 + 55,52e_0^2 - 149,9e_0 + 132. \quad (2.1)$$

Влияние относительного эксцентриситета на несущую способность штампов показано на рис. 2.2.

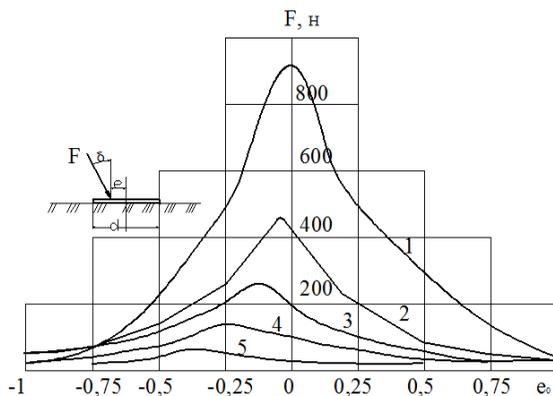
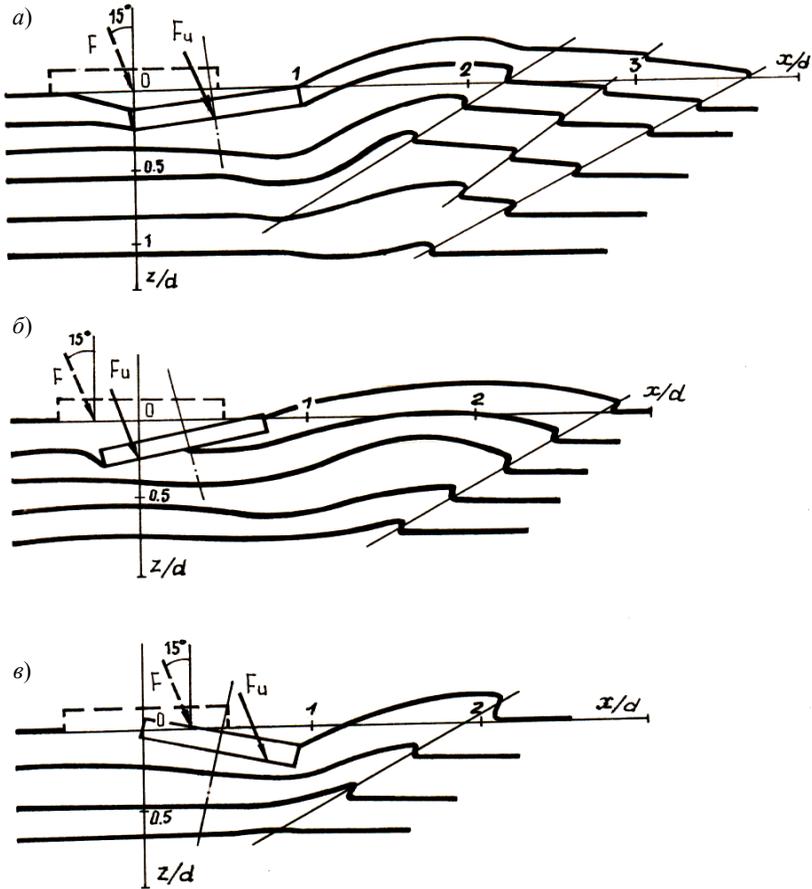


Рис. 2.2. Зависимость разрушающей нагрузки от относительного эксцентриситета при  $\delta$ , равном:  
1 – 0; 2 – 15°; 3 – 45°; 4 – 60°

Большие величины разрушающих нагрузок при отрицательных эксцентриситетах объясняются большими объемами включаемого в работу грунтового основания (рис. 2.3).

Повторная серия опытов проведена при плотностях воздушно-сухого песка 1,53 и 1,6 г/см<sup>3</sup> с незаглубленными штампами диаметром 100, 125 и 200 мм. Несущая способность штампа при  $e_0 \neq 0$  ( $F_u$ ) меньше при центренном нагружении  $e_0 = 0$  ( $F_0$ ) (табл. 2.2).



**Рис. 2.3. Особенности деформирования основания круглого незаглубленного штампа при разных относительных эксцентриситетах вертикальной силы:**

$a - 0; б - -0,5; в - 0,5$

**2.2. Значения относительной разрушающей нагрузки ( $F_u/F_0$ )  
при разных относительных эксцентриситетах  $e_0$   
и углах наклона силы  $\delta$**

Относительный эксцентриситет $e_0$	Угол наклона силы $\delta$ , °	
	15	30
0	1	1
0,125	0,69	0,72
0,25	0,40	0,57
0,375	0,36	0,42
0,5	0,25	0,29
0,625	0,17	0,2
0,75	0,12	0,13
0,875	0,05	0,06

**2.1.2. ЗАВИСИМОСТЬ МЕЖДУ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТЬЮ  
И УГЛАМИ НАКЛОНА НАГРУЗОК, ОТНОСИТЕЛЬНЫМИ  
ГЛУБИНАМИ ЗАЛОЖЕНИЯ ФУНДАМЕНТА**

Оценивали влияние угла наклона нагрузки на несущую способность моделей. Основанием служил среднезернистый маловлажный песок,  $\rho = 1,7 \text{ г/см}^3$  ( $w = 0,05$ ). Модели фундаментов диаметром 22 см нагружали с помощью секторной рамы гидравлическим домкратом. Результаты приведены в табл. 2.3. Величины разрушающей нагрузки при каком-либо значении  $\delta$  ( $F_\delta$ ) меньше, чем при вертикальной нагрузке ( $F_0$ ).

Зависимость несущей способности от  $\lambda$  и  $\delta$  может быть представлена формулой

$$F = 0,29 \cdot 10^{0,475\lambda + 0,317\alpha + 0,526\alpha^2 - 0,113\alpha\lambda}, \quad (2.2)$$

где  $\alpha$  – угол наклона нагрузки к горизонтали, рад.

Отметим более быстрое уменьшение величины предельных нагрузок с ростом угла  $\delta$ .

Рассмотрим опыты с заглубленными штампами. Воздушно-сухой песок уплотняли до  $\rho = 1,56 \text{ г/см}^3$ . Использовали металлические шероховатые штампы диаметрами 10 и 15 см. С увеличением  $\lambda$  от 0 до 0,25 разрушающая нагрузка в среднем возрастала в 2 раза, а от 0 до 0,5 в 2,63 раза, что можно оценить коэффициентом  $(1 + 3\lambda)$ .

**2.3. Значения разрушающей нагрузки при разных относительных глубинах заложения  $\lambda$  и углах наклона силы  $\delta$  ( $e_0 = 0$ )**

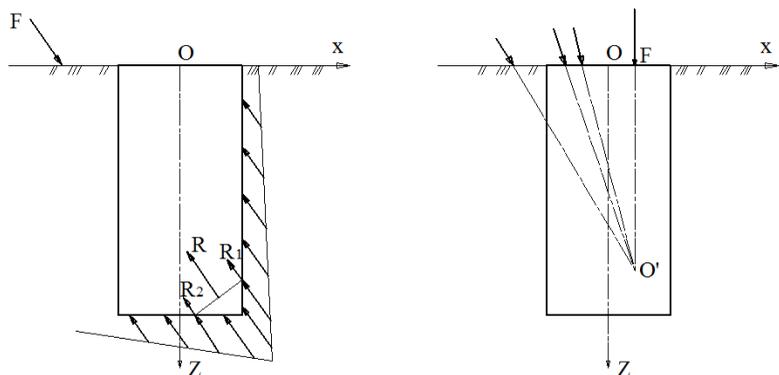
Относительная глубина заложения $\lambda$	Угол наклона силы к вертикали $\delta$ , град	Величина разрушающей нагрузки $F$ , кН	Относительная разрушающая нагрузка ( $F_\delta / F_0$ )
0	30	1,5	0,1
	15	4,5	0,3
	7°30'	8,7	0,58
	0	15	1
1	90	1	0,02
	75	1,5	0,03
	60	2,5	0,09
	45	7	0,14
	30	10	0,20
	15	15	0,3
	7°30'	31	0,62
	0	50	1
2	90	3	0,04
	60	5	0,06
	45	8,5	0,11
	30	14	0,18
	15	34	0,43
	7°30'	48	0,6
	0	80	1
3	90	6,5	0,06
	60	10	0,01
	45	14	0,13
	30	22	0,2
	15	52	0,47
	7°30'	68	0,62
	0	110	1

## 2.2. ФАКТОРЫ, ВЛИЯЮЩИЕ НА ПЕРЕМЕЩЕНИЯ ЗАГЛУБЛЕННЫХ ШТАМПОВ И ФУНДАМЕНТОВ ПРИ ДЕЙСТВИИ ПЛОСКОЙ СИСТЕМЫ СИЛ

Характер перемещения модели определяется величинами  $e_0$ ,  $\delta$ ,  $\lambda$ ,  $\rho$ ,  $\omega$ ,  $n$ . Более точное определение этой зависимости наталкивается на резкое повышение количества опытов. Изменение координат мгновенных осей вращения при увеличении нагрузки в опыте с  $\rho = 1,7 \text{ г/см}^3$ ,  $\omega = 0,04$ ;  $d = 10 \text{ см}$ ;  $\lambda = 2$ ;  $e_0 = 0$ ;  $\delta = 30^\circ$  показано в табл. 2.4.

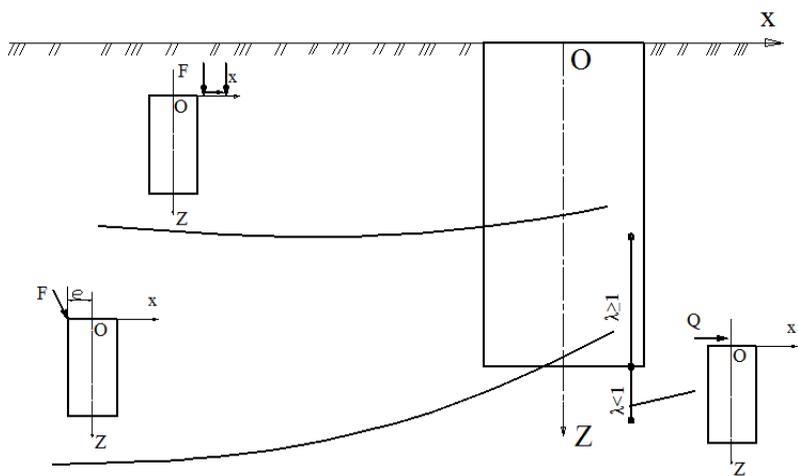
### 2.4. Значения относительных координат осей вращения шероховатой модели поперечным сечением 4×12 см при $\lambda = 2$ ; $e_0 = 0$ ; $\delta = 30^\circ$

Нагрузка $F$ , кН	Относительные координаты	
	$\bar{x}_c$	$\bar{z}_c$
1,0	8,27	0,72
1,4	7,62	0,77
1,8	6,76	0,76
2,2	6,45	0,93
2,6	6,31	0,90
3,0	5,85	0,89
3,6	5,18	1,10
4,0	4,59	0,98
4,4	4,31	1,00
4,8	4,42	1,01
5,2	4,68	1,08
5,6	4,87	1,29
6,0	4,31	1,25
6,4	3,74	1,23
6,8	3,95	1,48
7,2	3,80	1,53
7,4	3,27	1,46



**Рис. 2.4. Перемещение фундамента без поворота:**  
*a* – реактивные напряжения; *б* – системы сил, сходящихся в точку

В зависимости от соотношения  $e_0$ ,  $\delta$ ,  $\lambda$  фундамент перемещается без поворота (ось вращения находится в бесконечности) по направлению силы, поворачивается по часовой стрелке или против нее (рис. 2.4). При действии на модель осевой вертикальной силы центр вращения находится в бесконечности справа и слева и возможен частичный отрыв контактной поверхности от основания в нижней или верхней ее части.



**Рис. 2.5. Положение мгновенных осей вращения при разных силовых воздействиях**

Координаты мгновенного центра вращения от действия горизонтальной нагрузки имеют довольно узкие интервалы изменения:  $x_c$  – от 0 до 1;  $z_c$  при  $\lambda \geq 4$  – от 0,6 до 0,7; при  $1 \leq \lambda \leq 4$  – от 1 до 0,6...0,7;  $z_c$  при  $\lambda < 1$  – от 1 до 3.

При действии на модель вертикальной внецентренной нагрузки координата  $z_c$  при  $1 \leq \lambda \leq 4$  находилась в интервале 1...0,55; при перемещении силы вправо она смещалась от  $-\infty$  до 1.

### 2.3. ИССЛЕДОВАНИЯ НОРМАЛЬНЫХ И КАСАТЕЛЬНЫХ КОНТАКТНЫХ НАПРЯЖЕНИЙ

Эпюры нормальных контактных давлений могут быть описаны уравнением

$$\sigma_x(z) = az^2 + bz + c. \quad (2.3)$$

По результатам расчетов методом наименьших квадратов

$$b = -0,62a - 0,98; \quad c = -0,09a + 0,43.$$

Тогда получим

$$\sigma_x(z) = az^2 - (0,62a + 0,98)z + (-0,09a + 0,43). \quad (2.4)$$

Максимум функции  $\sigma_x(z) = 2az - 0,62a - 0,98 = 0$  находится на глубине

$$z = (0,62a + 0,98) / 2a. \quad (2.5)$$

Подставляя (2.5) в (2.4), получим

$$\begin{aligned} \sigma_x(z)_{\max} &= \frac{-(0,62a + 0,98)^2 - 0,36a^2 + 1,72a}{4a} = \\ &= -0,1861a + 0,1262 - 0,2401/a. \end{aligned} \quad (2.6)$$

В [9, с. 136 – 138] по усилиям  $N_1$  и  $N_2$  в тензотрубках

$$\sigma_z(x)_{\min}^{\max} = \frac{(1 \pm 4e_0)(N_1 + N_2)}{A}, \quad (*)$$

где  $N_1, N_2$  – усилия в тензоэлементах;  $A$  – площадь сечения подошвы фундамента.

В первом приближении трение по боковой поверхности не учитывается. Тогда

$$N_1 + N_2 = P = F \cos \delta \quad \text{и} \quad \sigma_z(x)_{\min}^{\max} = (1 \pm 4e_0)P / \pi R^2.$$

Величина  $\sigma_z(x)$  достигает экстремального значения при

$$x = -R\sigma_z(x)_{\min} = (1 - 4e_0)P / \pi R^2 \quad \text{и} \quad x = R\sigma_z(x)_{\max} = (1 + 4e_0)P / \pi R^2.$$

При линейном законе распределения нормальных напряжений по подошве

$$\sigma_z(x) = \frac{P}{\pi R^2} \left( 1 + \frac{4e_0}{R} \right). \quad (2.7)$$

Найдем положение мгновенной оси вращения при

$$\sigma_z(x) = 0 : x_c = -R/4e_0 = -R^2/4e; \quad (2.8)$$

$$\sigma_x(z) = 0 : z_c = \frac{0,62a + 0,98 \pm \sqrt{D}}{2a} = 0,31 + 0,48/a \pm \sqrt{D}/2a, \quad (2.9)$$

где  $D = b^2 - 4ac = 0,7444a^2 - 0,5048a + 0,9604 \geq 0$  для всех  $a$ . (2.10)

Установим величину « $a$ » в уравнении (2.3) в зависимости от  $P$  и  $e_0$ :

$$a = -1,06P^{0,723} e_0^{0,71}. \quad (2.11)$$

Определим закон изменения контактного касательного напряжения  $\tau$ . Запишем уравнения равновесия. Касательное напряжение на поверхности подошвы распределено равномерно, т.е.  $\tau_{xz} = \text{const}$ .

В перпендикулярном направлении  $\tau_{yz} = 0$ .

Нормальное напряжение на боковой поверхности  $\sigma_x(z)$  разложено на составляющие  $\sigma_\alpha(z)$  и  $\tau_\alpha(z)$  (рис. 2.6).

При  $z = \text{const}$

$$\sigma_\alpha = \sigma_x(\alpha) \cos\alpha; \quad \tau_\alpha = \sigma_x(\alpha) \sin\alpha.$$

Величина  $\sigma_x$  достигает максимального значения в плоскости  $xOz$  и стремится в нулю в плоскости  $yOz$ . Примем закон распределения напряжений в виде

$$\sigma_x(\alpha) = \sigma_{x \max} \cos^{2k} \alpha, \quad k = 1, 2, 3, \dots; \quad (2.12)$$

$$\tau_\alpha = \sigma_{x \max} \cos^{2k} \alpha \sin\alpha. \quad (2.13)$$

Из условия равновесия на ось  $Ox$  получим

$$F \sin \delta - \int_0^h \left( \int_{-\pi}^{\pi} \sigma_x(z) \cos^{2k} \alpha d\alpha \right) dz - \tau_\pi \pi R^2 = 0.$$

$$\tau_\pi = \frac{F \sin \delta - B(ah^3/3 + bh^2/2 + ch)}{\pi R^2}, \quad (2.14)$$

где  $B = \frac{(2k-1)x(2k-3)x(2k-5)x \dots x_3 x_1}{2kx(2k-2)x(2k-4)x \dots x_4 x_2} \pi.$  (2.15)

Подставляя  $a, b, c$  в (2.14), получим

$$\tau_\pi = \frac{F \sin \delta - B[ah^3/3 - (0,62a + 0,98)h^2/2 + (-0,98a + 0,43)h]}{\pi R^2}. \quad (2.16)$$

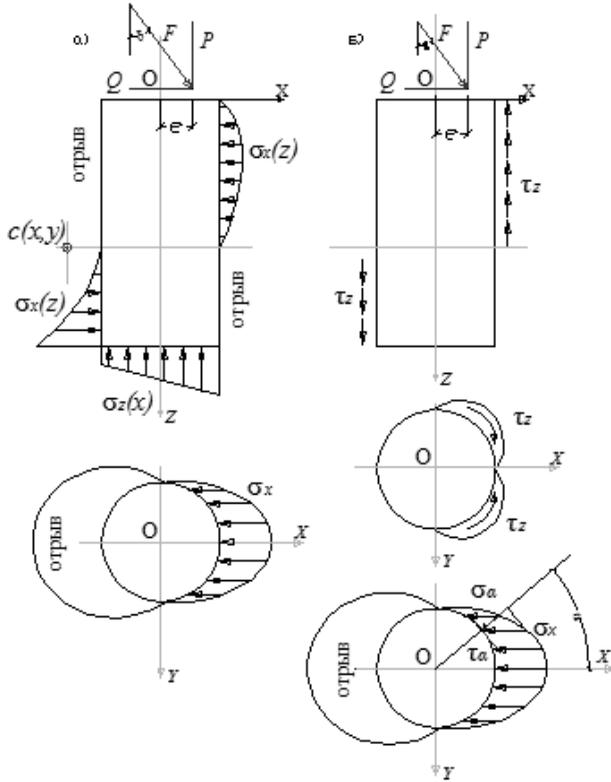


Рис. 2.6. Эпюры контактных напряжений

Проектируя все силы на ось  $Oz$ , получим

$$F \cos \delta - \int_{-R}^R \sigma_z(x) \cdot 2\sqrt{R^2 - x^2} dx - \iint \tau_z dA = 0. \quad (2.17)$$

При  $F \cos \delta = P$

$$\int_{-R}^R \sigma_z(x) \cdot 2\sqrt{R^2 - x^2} dx = \int_{-R}^R \left( \frac{4e_0 P}{\pi R^3} x + \frac{P}{R^2} \right) \cdot 2\sqrt{R^2 - x^2} dx = P.$$

Следовательно,

$$\iint \tau_z dA = 0; \quad (2.18)$$

$$\tau_\alpha(z) = \sigma_x(\alpha) \sin \alpha = [az^2 - (0,62a + 0,98)z - 0,98a + 0,43] \sin \alpha \cos^{2k} \alpha. \quad (2.19)$$

Рассмотрим случай, когда трение по боковой поверхности существует

$$\tau_z = \sigma_x(z)f, \quad (2.20)$$

где  $f$  – постоянно по глубине коэффициент трения по боковой поверхности фундамента.

$$\tau_{\Pi} = \sigma_z(x)f. \quad (2.21)$$

Из условия равновесия на ось  $Ox$

$$F \sin \delta - \iint \tau_{\Pi} dA - \iint \sigma_x(z) d\Pi = 0. \quad (2.22)$$

С учетом (2.20)

$$F \sin \delta - \iint f \sigma_z(x) dA - \iint \sigma_x(z) d\Pi = 0. \quad (2.23)$$

Проектируя все силы на оси  $Oz$

$$\begin{aligned} F \cos \delta - \iint \sigma_z(x) dA - \iint \tau_z d\Pi = 0 \rightarrow \\ \rightarrow F \cos \delta - \iint \sigma_z(x) dA - \iint f \sigma_x(z) d\Pi = 0, \end{aligned} \quad (2.24)$$

из решения (2.24) получим:

$$\iint \sigma_z(x) dA = (fF \cos \delta - F \sin \delta) / (f^2 - 1); \quad (2.25)$$

$$\iint \sigma_x(z) d\Pi = (fF \sin \delta - \cos \sin \delta) / (f^2 - 1). \quad (2.26)$$

Примем  $\iint \sigma_z(x) dA = \pi R^2 \sigma_z(0)$  и поставим в (2.25)

$$\sigma_z(0) = (fF \cos \delta - F \sin \delta) / (f^2 - 1) \pi R^2. \quad (2.27)$$

Величина нормального напряжения на боковой поверхности  $\sigma_x$  достигает максимального значения в плоскости  $xOz$  и стремится к нулю в плоскости  $yOz$ . Примем закон распределения напряжений

$$\sigma_x(\alpha) = \sigma_x(z) \cos^{2k} \alpha, \quad k = 1, 2, 3, \dots \quad (2.28)$$

Тогда

$$\iint \sigma_x(z) d\Pi = \int_0^h \left( \int_{-\pi}^{\pi} \sigma_x(z) \cos^{2k} \alpha d\alpha \right) dz = B \left( ah^3/3 + bh^2/2 + ch \right), \quad (2.29)$$

где  $B = \frac{(2k-1)(2k-3)(2k-5)\dots\dots 3}{2k(2k-2)(2k-4)\dots\dots 4.2} \pi$ .

Подставляя  $b, c$  в (2.25) и (2.26), получим

$$\begin{aligned} & B[ah^3/3 - (0,62a + 0,98)h^2/2 + (-0,98a + 0,43)h] = \\ & = (fF \sin \delta - F \cos \delta)/(f^2 - 1). \end{aligned}$$

Отсюда

$$a = \left[ \frac{(fF \sin \delta - F \cos \delta)}{(f^2 - 1)B} + 0,49h^2 - 0,43h \right] / \left( h^3/3 - 0,31h^2 - 0,98h \right).$$

**Заключение.** В случае, когда трение по боковой поверхности  $\tau_z = \sigma_x(z)f$ , имеем линейный закон распределения нормальных напряжений по подошве  $\sigma_z(x)$ .

Из (\*) с учетом

$$\sigma_z(0) = \{ \sigma_z(x)_{\min} + \sigma_z(x)_{\max} \} / 2. \quad (**)$$

Обозначим  $N_1 + N_2 = D$ .

Величина  $\sigma_z(x)$  достигает экстремального значения при

$$x = -R\sigma_z(x)_{\min} = \frac{(1 - 4e_0)}{\pi R^2} D \quad \text{и} \quad x = R\sigma_z(x)_{\max} = \frac{(1 + 4e_0)}{\pi R^2} D.$$

При  $x = 0$   $\sigma_z(0) = (fF \cos \delta - F \sin \delta)/(f^2 - 1)\pi R^2$ .

Тогда

$$D = \pi R^2 \sigma_z(0);$$

$$\sigma_z(x) = \sigma_z(0) + \sigma_z(0) \cdot 4e_0 x / R = \sigma_z(0) (1 + 4e_0 x / R).$$

Найдем положение мгновенной оси вращения:

$$\text{при } \sigma_z(x) = 0 \quad x_c = -R/4e_0 = -R^2/4e;$$

$$\text{при } \sigma_x(z) = 0 \quad z_c = \frac{0,62a + 0,98 \pm \sqrt{D}}{2a} = 0,31 + 0,48/a \pm \sqrt{D}/2a,$$

где  $D = b^2 - 4ac = 0,7444a^2 - 0,5048a + 0,9604 \geq 0$  для всех  $a$ .

Это совпадает со случаем, когда трение по боковой поверхности не учитывается.

**Эпюры касательных контактных давлений** могут быть описаны уравнением

$$\tau_z = g(F, \delta, h),$$

где  $F$  – действующая нагрузка;  $\delta$  – угол наклона к вертикали действующей нагрузки;  $h$  – относительная глубина точки измерения.

Уравнение для определения касательных напряжений без учета трения по боковой поверхности получено в виде

$$\tau_{\Pi} = \frac{F \sin \delta - B \left[ ah^3 / 3 - (0,62a + 0,98)h^2 / 2 + (-0,98a + 0,43)h \right]}{\pi R^2}, \quad (2.30)$$

где  $a = -1,06P^{0,723}e_0^{0,71}$  и  $B = \frac{(2k-1)(2k-3)(2k-5)x_1 \dots x_3}{2k(2k-2)(2k-4)x_1 \dots x_2} \pi$ .

С учетом трения по боковой поверхности и по подошве

$$\tau_{\Pi} = f \sigma_z(x) = \frac{(fF \cos \delta - F \sin \delta)}{(f^2 - 1)\pi R^2} \left( 1 + 4e_0 \frac{x}{R} \right). \quad (2.31)$$

В случае, когда трение по боковой поверхности не учитывается:

$$\tau_{\Pi} = \frac{F \sin \delta - B \left[ ah^3 / 3 - (0,62a + 0,98)h^2 / 2 + (-0,98a + 0,43)h \right]}{\pi R^2}. \quad (2.32)$$

Подобно этому получено:

$k = 1$  при

$P = 19,2$  кН и  $e_0 = 0,25$ ;  $P = 24,0$  кН и  $e_0 = 0,25$ ;

$P = 33,6$  кН и  $e_0 = 0,25$ ;  $P = 19,2$  кН и  $e_0 = 0,5$ ;

$P = 24,0$  кН и  $e_0 = 0,5$ ;  $P = 33,6$  кН и  $e_0 = 0,5$ ;

$P = 19,2$  кН и  $e_0 = 0,75$ ;  $P = 24,0$  кН и  $e_0 = 0,75$ ;

$P = 33,6$  кН и  $e_0 = 0,75$ ;

$k = 2$  при

$P = 9,6$  кН и  $e_0 = 0,25$ ;

$P = 9,6$  кН и  $e_0 = 0,75$ ;

$P = 9,6$  кН и  $e_0 = 0,5$ .

Если  $k = 1$ , то

$$\tau_{\Pi} = \frac{F \sin \delta - 0,5\pi \left[ ah^3 / 3 - (0,62a + 0,98)h^2 / 2 + (-0,98a + 0,43)h \right]}{\pi R^2}. \quad (2.33)$$

В этом случае  $z$  принимает значения от 0 до  $h$  при интеграле

$$\int_0^h \left( \int_{-\pi}^{\pi} \sigma_x(z) \cos^{2k} \alpha d\alpha \right) dz,$$

т.е. 
$$\tau_{\Pi} = \frac{F \sin \delta + \pi [a \cdot 2,87 / 6 + 0,03]}{\pi R^2}. \quad (2.34)$$

Если  $k = 2$ , то

$$\tau_{\text{п}} = \frac{F \sin \delta + \pi [a \cdot 2,87 / 8 + 0,02025]}{\pi R^2}. \quad (2.35)$$

Когда учитывается трение по боковой поверхности, то

$$\tau_{\text{п}} = f \frac{(fF \cos \delta - F \sin \delta)}{(f^2 - 1)\pi R^2} \left( 1 + 4e_0 \frac{x}{R} \right)$$

или 
$$\tau_{\text{п}}(f^2 - 1)\pi R^2 = f(fF \cos \delta - F \sin \delta) \left( 1 + 4e_0 \frac{x}{R} \right), \quad (2.36)$$

где на уровне подошвы  $x = h = 165$  см.

Раскрыв скобки, получаем

$$\pi R^2 \tau_{\text{п}} - \pi R^2 f^2 \tau_{\text{п}} = f^2 F \cos \delta - fF \sin \delta + 4e_0 \frac{h}{R} f^2 F \cos \delta - 4e_0 \frac{h}{R} fF \sin \delta. \quad (2.37)$$

$$f^2 \left( \pi R^2 \tau_{\text{п}} + F \cos \delta + 4e_0 \frac{h}{R} F \cos \delta \right) - f \left( F \sin \delta + 4e_0 \frac{h}{R} F \sin \delta \right) - \pi R^2 \tau_{\text{п}} = 0. \quad (2.38)$$

$e_0 = 0,25$  и  $P(\text{кН})$ : 9,6; 19,2; 24,0; 33,6; соответственно имеем  $f$ : 0,053; 0,065; 0,063; 0,066.

$e_0 = 0,5$  и  $P(\text{кН})$ : 9,6; 19,2; 24,0; 33,6; соответственно имеем  $f$ : 0,047; 0,058; 0,063; 0,069.

$e_0 = 0,75$  и  $P(\text{кН})$ : 9,6; 19,2; 24,0; 33,6; соответственно имеем  $f$ : 0,045; 0,048; 0,047; 0,045.

**Заключение.** В таблице 2.2 значения  $\tau_z$  приведены для областей, расположенных справа и слева на боковой поверхности. Значения  $\tau_z$  используем в следующем примере расчета.

В случае когда трение по боковой поверхности не учитывается, проверка условия  $\iint \tau_z dA = 0$  приближенна. Для вычисления  $\tau_{\text{п}}$  в большинстве случаев принимаем  $k = 1$ , тогда

$$\tau_{\text{п}} = \frac{F \sin \delta + \pi [a \cdot 2,87 / 6 + 0,03]}{\pi R^2},$$

где  $a = -1,06 P^{0,723} e_0^{0,71}$ .

В случае когда трение по боковой поверхности  $\tau_z = \sigma_x(z)f$ , имеем линейный закон распределения нормальных напряжений  $\sigma_z(x)$  по подошве.

## 2.1. Сравнение значений экспериментальных и теоретических

$P$ , кН	80	100	120	140	160	180	200
$z_c$ ex	0,73	0,75	0,76	0,74	0,73	0,72	0,7
$z_c$ теор	0,741	0,741	0,741	0,741	0,741	0,74	0,741

## 2.2. Теоретические и экспериментальные значения касательных напряжений $\tau_z$

$P$ , кН	$\tau_{zy} \cdot 10^{-2}$ , МПа					
	$\tau_{zy}$ теор (8)		$\tau_{zy}$ ex [3]		$\tau_{zy}$ теор (plaxis)	
	$0 < z < < 0,25h$	$0,25h < < z < 0,5h$	$0 < z < < 0,25h$	$0,25h < < z < 0,5h$	$0 < z < < 0,25h$	$0,25h < < z < 0,5h$
9,60	0,416	0,456	0...0,40	0...0,40	0...0,44	0,42...0,48
19,20	0,687	0,753	0...0,60	0...0,80	0...0,31	0,28...0,57

Из (2.4) принимаем:

$$\sigma_x(z) = [az^2 - (0,62a + 0,98)z - 0,98a + 0,43]; \quad (2.39)$$

$$\sigma_z(x) = \frac{(fF\cos\delta - F\sin\delta)}{(f^2 - 1)\pi R^2} \left( 1 + 4e_0 \frac{x}{R} \right); \quad (2.40)$$

$$\tau_z = f[az^2 - (0,62a + 0,98)z - 0,98a + 0,43], \quad (2.41)$$

где  $a = \left[ \frac{(fF\sin\delta - F\cos\delta)}{(f^2 - 1)B} + 0,49h^2 - 0,43h \right] / (h^3/3 - 0,31h^2 - 0,98h);$

$$\tau_{II} = f\sigma_z(x) = f \frac{(fF\cos\delta - F\sin\delta)}{(f^2 - 1)\pi R^2} \left( 1 + 4e_0 \frac{x}{R} \right). \quad (2.42)$$

### Пример расчета.

Рассмотрим случай  $e_0 = \delta = 0$  (осевая вертикальная нагрузка),  $D = 40$  см;  $\lambda = 3$ ;  $e_0 = 0,75$  [111, с. 139].

а) В первом приближении трение по боковой поверхности не учитывается.

$\sigma_z(x) = P/\pi R^2$  постоянно по всей поверхности подошвы.

$$\sigma_x(z) = -1,06P^{0,723}z^2 - (0,98 - 0,6572P^{0,723})z + 0,0954P^{0,723} + 0,43. \quad (2.43)$$

Найдем положение мгновенной оси вращения. При  $x_c \rightarrow \infty$  фундамент смещается поступательно вниз.

б) Когда трение по боковой поверхности учитывается.  
 $\sigma_z(x) = fF/(f^2 - 1)\pi R^2$  постоянно по всей поверхности подошвы.

$$\sigma_x(z) = az^2 - (0,62a + 0,98)z - 0,98a + 0,43, \quad (2.44)$$

где 
$$a = \left[ \frac{-F}{(f^2 - 1)B} + 0,49h^2 - 0,43h \right] / (h^3/3 - 0,31h^2 - 0,98h).$$

Найдем положение мгновенной оси вращения. При  $x_c \rightarrow \infty$  фундамент смещается поступательно вниз.

Рассмотрим пример расчета в [105] при  $D = 50$  см,  $\lambda = 3,6$ ,  $e_0 = 0,4$ .

По формуле 
$$z_c = \frac{0,62a + 0,98 \pm \sqrt{D}}{2a} = 0,31 + 0,48/a \pm \sqrt{D}/2a. (***)$$

Ошибки для  $P$  (кН): 80 – 1,5%; 100 – 1,2%; 120 – 1,4%; 140 – 0,135%; 160 – 1,5%; 180 – 2,834%; 200 – 5,5% незначительны. Можно использовать формулу (\*\*\*)

Сравним теоретические (2.41) по программе Plaxis 8.x и экспериментальные величины касательных напряжений приведены в табл. 2.2.

Ошибки для  $P$  (кН): 9,6 – 3,8%; 19,2 – 5,8% незначительны. В расчетах можно использовать формулу (2.41).

### 2.3.1. НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ БУРОНАБИВНЫХ ФУНДАМЕНТОВ ПРИ ПРОИЗВОЛЬНОМ ПРИЛОЖЕНИИ НАКЛОННОЙ СИЛЫ

В практике гражданского, промышленного, гидротехнического, дорожного строительства, при возведении противооползневых сооружений успешно применяются бетонные и железобетонные буронабивные фундаменты или короткие сваи диаметром  $d$  от 0,5 до 2,0 м и длиной  $L$  от 2 до 10 м. Такие конструкции ( $L/d \leq 5$ ) рассматривают как жесткие. В отличие от фундаментов мелкого заложения здесь необходимо учитывать сопротивление и по боковой поверхности.

В общем случае на рассматриваемые конструкции действует система сил, которую с некоторым приближением можно отнести к внецентренной наклонной оси, характеризуемой эксцентриситетом  $e$  ( $e_0 = e/R$  – относительная величина,  $R$  – радиус фундамента), и уклон наклона к вертикали  $\delta$ . Эти параметры могут изменяться в широких интервалах. Часто  $e_0 = -1 \dots 1$ ;  $\delta = 0 \dots 45^\circ$ . Характер контактного взаимодействия фундаментов с основанием, размеры областей отрыва, величины перемещений зависят от соотношения  $e/\delta$ .

Существующие методы расчета, к примеру [62], основаны на жестких допущениях (о неизменной одной из координат мгновенного центра вращения и др.) и достаточно условных моделях грунта (гипотеза Фусса–Винклера).

Проведенные комплексные экспериментальные исследования на крупномасштабной тензомодели [105, 111] дают основания для разработки достаточно обоснованного метода расчета.

Уравнения нормальных и касательных напряжений при действии силы  $F$ , находящейся в плоскости, проходящей через ось фундамента, составлены для цилиндрической системы координат  $O(r, \alpha, z)$ . Точка с координатами  $(x, y, z)$  обозначается  $(R, \alpha, z)$ , где  $x = R\cos\alpha$ ,  $y = R\sin\alpha$ .

Боковые контактные напряжения определяются по формулам:

$$\begin{aligned}\sigma_{\alpha} &= \sigma_x(\alpha) \cos \alpha = \sigma_{x\max} \cos^{2k} \alpha \cos \alpha = \\ &= (az^2 - (0,62a + 0,98)z - 0,98a + 0,43) \cos^3 \alpha; \quad (2.45)\end{aligned}$$

$$\tau_{\alpha} = \sigma_x(\alpha) \sin \alpha = (\alpha z^2 - (0,62a + 0,98)z - 0,98a + 0,43) \sin \alpha \cos^2 \alpha; \quad (2.46)$$

$$\tau_z = f [az^2 - (0,62a + 0,98)z - 0,98a + 0,43] \cos \alpha. \quad (2.47)$$

Напряжения на подошве:

$$\sigma_z = \frac{F(f \cos \delta - \sin \delta)}{(f^2 - 1)\pi R^2} \left(1 + 4e_0 \frac{x}{R}\right) = \frac{F(f \cos \delta - \sin \delta)}{(f^2 - 1)\pi R^2} (1 + 4e_0 \cos \alpha); \quad (2.48)$$

$$\tau_z = \frac{F(f \cos \delta - \sin \delta)}{(f^2 - 1)\pi R^2} \left(1 + 4e_0 \frac{x}{R}\right) = f \frac{F(f \cos \delta - \sin \delta)}{(f^2 - 1)\pi R^2} (1 + 4e_0 \cos \alpha), \quad (2.49)$$

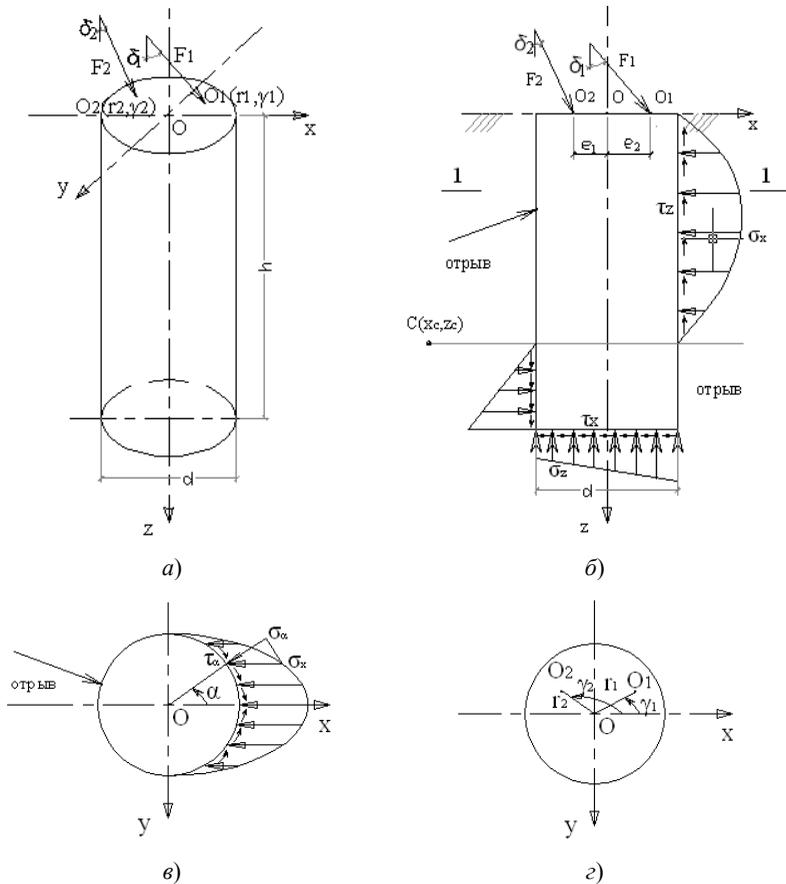
где  $a = \left[ \frac{-F}{(f^2 - 1)} + 0,49h(h - 0,88) \right] / \left[ 0,33h(h^2 - 0,94h - 2,97) \right]$ .

**Общий случай.** Силы  $F_1$  и  $F_2$  находятся в плоскости, проходящей через ось фундамента (рис. 2.7). Угол между плоскостями действия сил  $\gamma$ . Точки приложения сил  $O_1(e_1, 0, 0)$  и  $O_2(e_2, \gamma, 0)$ .

Вводятся следующие допущения:

- нормальные напряжения по подошве фундамента принимаются распределенными по линейному закону;
- трение по боковой поверхности постоянно по глубине;
- закон распределения нормальных напряжений в горизонтальной плоскости является функцией  $\cos\alpha$

$$\sigma_x(\alpha) = \sigma_x(z) \cos^{2k} \alpha; \quad k = 1, 2, 3, \dots, n.$$



**Рис. 2.7. Эпюры напряжений:**

*a* – общий вид фундамента; *б* – продольный разрез;  
*в* – эпюра нормальных напряжений по контуру поперечного сечения  
 для силы  $F_1$ ; *г* – плоскости действия сил

Напряжения в каждой точке равны сумме от действия каждой силы, т.е.

$$\sigma_a = (a_1 z^2 - (0,62a_1 + 0,98)z - 0,98a_1 + 0,43) \cos^3 \alpha + \\ + (a_2 z^2 - (0,62a_2 + 0,98)z - 0,98a_2 + 0,43) \cos^3(\alpha - \gamma); \quad (2.50)$$

$$\tau_a = (a_1 z^2 - (0,62a_1 + 0,98)z - 0,98a_1 + 0,43) \sin \alpha \cos^2 \alpha + \\ + (a_2 z^2 - (0,62a_2 + 0,98)z - 0,98a_2 + 0,43) \sin(\alpha - \gamma) \cos^2(\alpha - \gamma); \quad (2.51)$$

$$\tau_z = f[a_1 z^2 - (0,62a_1 + 0,98)z - 0,98a_1 + 0,43] \cos^2 \alpha + f[a_2 z^2 - (0,62a_2 + 0,98)z - 0,98a_2 + 0,43] \cos^2(\alpha - \gamma); \quad (2.52)$$

$$\sigma_z = \frac{F_1(f \cos \delta_1 - \sin \delta_1)}{(f^2 - 1)\pi R^2} (1 + 4e_1 \cos \alpha) + \frac{F_2(f \cos \delta_2 - \sin \delta_2)}{(f^2 - 1)\pi R^2} (1 + 4e_2 \cos(\alpha - \gamma)); \quad (2.53)$$

$$\tau_{\pi} = f \frac{F_1(f \cos \delta_1 - \sin \delta_1)}{(f^2 - 1)\pi R^2} (1 + 4e_1 \cos \alpha) + f \frac{F_2(f \cos \delta_2 - \sin \delta_2)}{(f^2 - 1)\pi R^2} (1 + 4e_2 \cos(\alpha - \gamma)), \quad (2.54)$$

где  $a_i = \left[ \frac{-2F_i}{(f^2 - 1)} + 0,49h(h - 0,88) \right] / \left[ 0,33h(h^2 - 0,94h - 2,97) \right]$ .

Пусть  $f \cos \delta_1 \sin \delta_1 = A_1$ ;  $f \cos \delta_2 - \sin \delta_2 = A_2$ ;  $(f^2 - 1)\pi R^2 = B$ ;  $1 + 4e_1 \cos \alpha = c_1$ ;  $[1 + 4e_2 \cos(\alpha - \lambda)] = c_2$ , тогда

$$\sigma_z = F_1 A_1 c_1 / B + F_2 A_2 c_2 / B;$$

$$\tau_{\pi} = f(F_1 A_1 c_1 / B) + f(F_2 A_2 c_2 / B); \quad \tau_{\pi} = \sigma_z f.$$

**Частный случай.** Сила  $F$  не находится ни в одной плоскости, проходящей через ось фундамента (рис. 2.8).

Сила  $F$  может быть расположена на  $F_1$ ,  $F'$  и  $M$ :

$$F_1 = F(\delta, e); \quad (2.55)$$

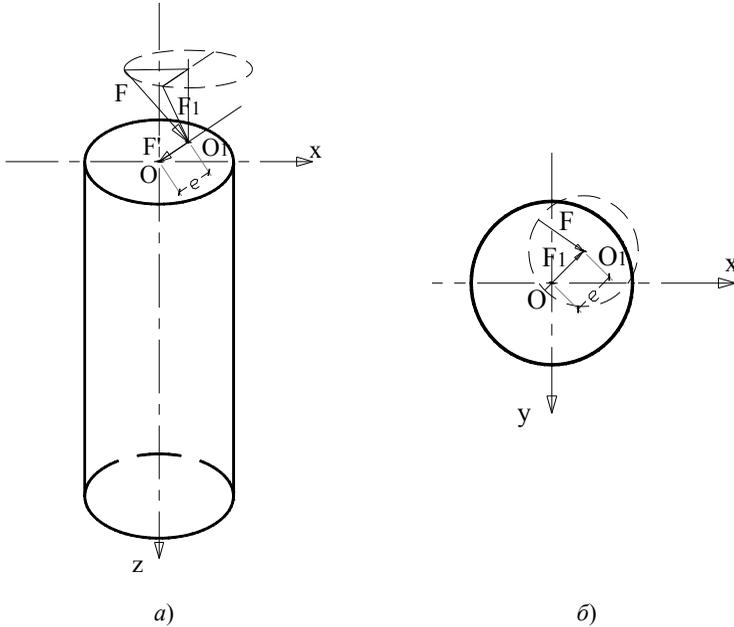
$$F' = 2F \sin \delta \sin(\gamma/2); \quad (2.56)$$

$$M = F'e \cos(\gamma/2) = 2F \sin \delta \sin(\gamma/2) e \cos(\gamma/2). \quad (2.57)$$

Сила  $F'$  проходит через 0 и находится в плоскости  $XOY$ ,  $\delta = 90^\circ$ ,  $e = 0$ .

В уравнение для  $\tau_{\alpha}$  добавляются величины боковых касательных напряжений от момента  $M$

$$M/(xRh)R = 2F \sin \delta \sin(\gamma/2) e \cos(\gamma/2) / (hR^2). \quad (2.58)$$



**Рис. 2.8. Расположение силы с переменным углом наклона к вертикали:**  
*a* – общий вид; *б* – вид сверху

Нормальные и касательные напряжения получены с учетом (2.55 – 2.58):

$$\sigma_a = (a_1 z^2 - (0,62a_1 + 0,98)z - 0,98a_1 + 0,43) \cos^3 \alpha + \\ + (a_2 z^2 - (0,62a_2 + 0,98)z - 0,98a_2 + 0,43) \cos^3(\alpha - 1,5\gamma); \quad (2.59)$$

$$\tau_a = (a_1 z^2 - (0,62a_1 + 0,98)z - 0,98a_1 + 0,43) \sin \alpha \cos^2 \alpha + \\ + (a_2 z^2 - (0,62a_2 + 0,98)z - 0,98a_2 + 0,43) \sin(\alpha - 1,5\gamma) \cos^2(\alpha - 1,5\gamma) + \\ + \frac{2F \sin \delta \sin(\gamma/2) e \cos(\gamma/2)}{h\pi R^2}; \quad (2.60)$$

$$\tau_z = f [a_1 z^2 - (0,62a_1 + 0,98)z - 0,98a_1 + 0,43] \cos^2 \alpha + \\ + f [a_2 z^2 - (0,62a_2 + 0,98)z - 0,98a_2 + 0,43] \cos^2(\alpha - 1,5\gamma); \quad (2.61)$$

$$\sigma_z = \frac{F(f \cos \delta - \sin \delta)}{(f^2 - 1)\pi R^2} (1 + 4e_0 \cos \alpha) + \frac{-2F \sin \delta \sin(\gamma/2)}{(f^2 - 1)\pi R^2}; \quad (2.62)$$

$$\tau_{\text{н}} = f \frac{F(f \cos \delta - \sin \delta)}{(f^2 - 1)\pi R^2} (1 + 4e_0 \cos \alpha) + \frac{-2F \sin \delta \sin(\gamma/2)}{(f^2 - 1)\pi R^2}, \quad (2.63)$$

где  $a_1 = \left[ \frac{-2F_i}{(f^2 - 1)} + 0,49h(h - 0,88) \right] / \sqrt{0,33h(h^2 - 0,94h - 2,97)}$ ;

$$a_2 = \left[ \frac{-4F \sin \delta \sin(\gamma/2)}{(f^2 - 1)} + 0,49h(h - 0,88) \right] / \sqrt{0,33h(h^2 - 0,94h - 2,97)}.$$

Несущая способность буронабивных фундаментов определяется из условий

$$\sigma_{\alpha \max} \leq R_u; \quad (2.64)$$

$$\sigma_{z \max} \leq R_h, \quad (2.65)$$

где  $R_u$  – расчетное горизонтальное сопротивление грунта;  $R_u = \xi R_h$ ,  $\xi < 1$ ;  $R_h$  – расчетное вертикальное сопротивление грунта под подошвой по СНиП 2.02.01–83\*.

Так как  $R_h$  потеряло первоначальный смысл, то целесообразно в будущем перейти на более современный подход к его определению, например с использованием методик, изложенных в [163].

#### **2.4. ИССЛЕДОВАНИЯ ХАРАКТЕРА ДЕФОРМИРОВАНИЯ ОСНОВАНИЯ**

Ниже приводятся некоторые результаты многолетних полевых и лабораторных опытов. Первые проводили в глинистых и песчаных грунтах нарушенной и ненарушенной структуры с натурными железобетонными буронабивными фундаментами диаметром до 80 см и глубиной заложения до 320 см. Вторые выполняли на послойно уплотненном песчаном основании с круглыми и кольцевыми металлическими моделями фундаментов и штампами диаметром от 10 до 36 см и глубиной заложения до  $5d$ .

Одной из экспериментальных задач было изучение характера деформирования и разрушения грунтового основания, железобетонных фундаментов круглого сечения при действии плоской системы сил.

В опытах использовали различные способы фиксации поверхностей скольжения, их следов, перемещений в массиве и их скоростей, разрывов в величинах перемещений [92, 112].

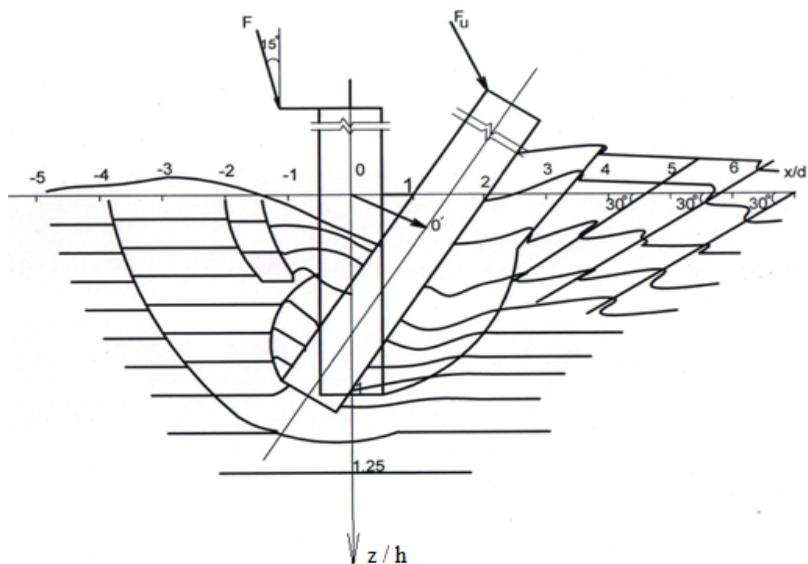
Введены следующие обозначения: координатные оси  $x$  и  $z$ ; относительные координаты  $\bar{R} = x/R$ ,  $\bar{d} = z/d$ ;  $d$  – диаметр фундамента;

$h$  – глубина заложения;  $\lambda = h/d$  – относительное заглубление;  $\delta$  – угол наклона силы;  $e$  – эксцентриситет силы;  $e_0 = e/R$  – относительные эксцентриситеты;  $\bar{x}_c, \bar{z}_c$  – относительные координаты мгновенных осей вращения;  $\rho$  – плотность грунта;  $c$  – удельное сцепление;  $\varphi$  – угол внутреннего трения;  $E$  – модуль упругости;  $\Delta(s, u, i)$  – перемещения центра фундамента в уровне поверхности;  $s$  – осадка;  $u$  – горизонтальное перемещение;  $i$  – крен;  $\dot{s}, \dot{u}, \dot{i}$  – скорости перемещений;  $F_u$  – разрушающая нагрузка;  $\Delta_u(s_u, u_u, i_u)$  – перемещения перед разрушением основания.

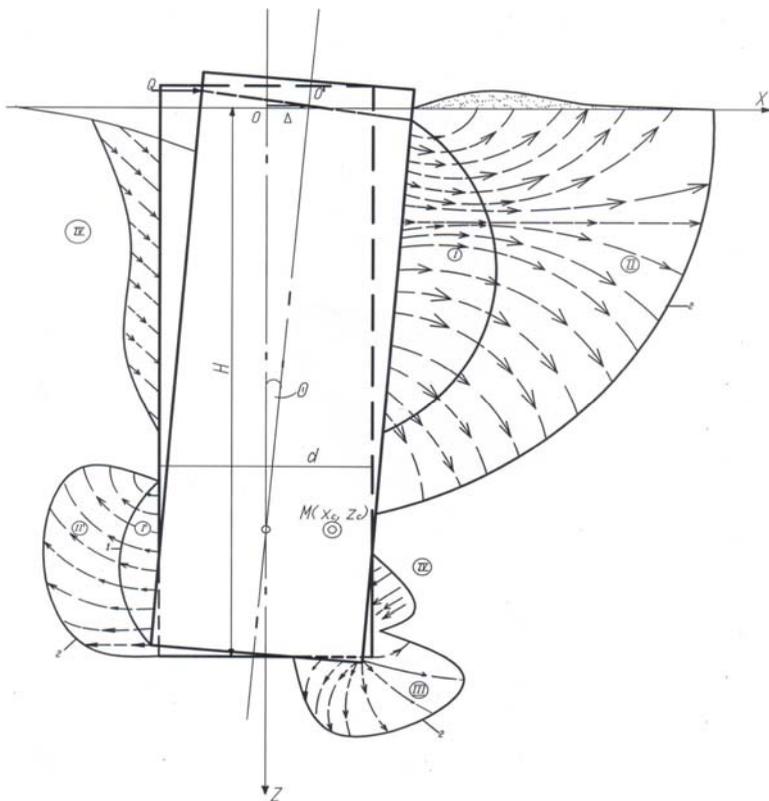
Устанавливали функциональные зависимости, например,

$$\Delta_u(s_u, u_u, i_u) = \Delta_u(d, \lambda, \delta, e_0, \rho, c, \varphi, \bar{x}_c, \bar{z}_c, \dots).$$

**Деформирование и разрушение основания в плоскости  $Oxz$ .**  
 Проведены многолетние полевые и лабораторные опыты в грунтах естественной и нарушенной структуры [105]. На рисунках 2.9 и 2.10 показаны картины деформирования окрашенных полос, полученные в одном из лабораторных опытов, а на фотографии – устроенных в естественном основании скважин с деревянными цилиндриками.



**Рис. 2.9. Характер деформирования и разрушения песчаного основания при действии внецентренной наклонной силы на модель заглубленного фундамента**

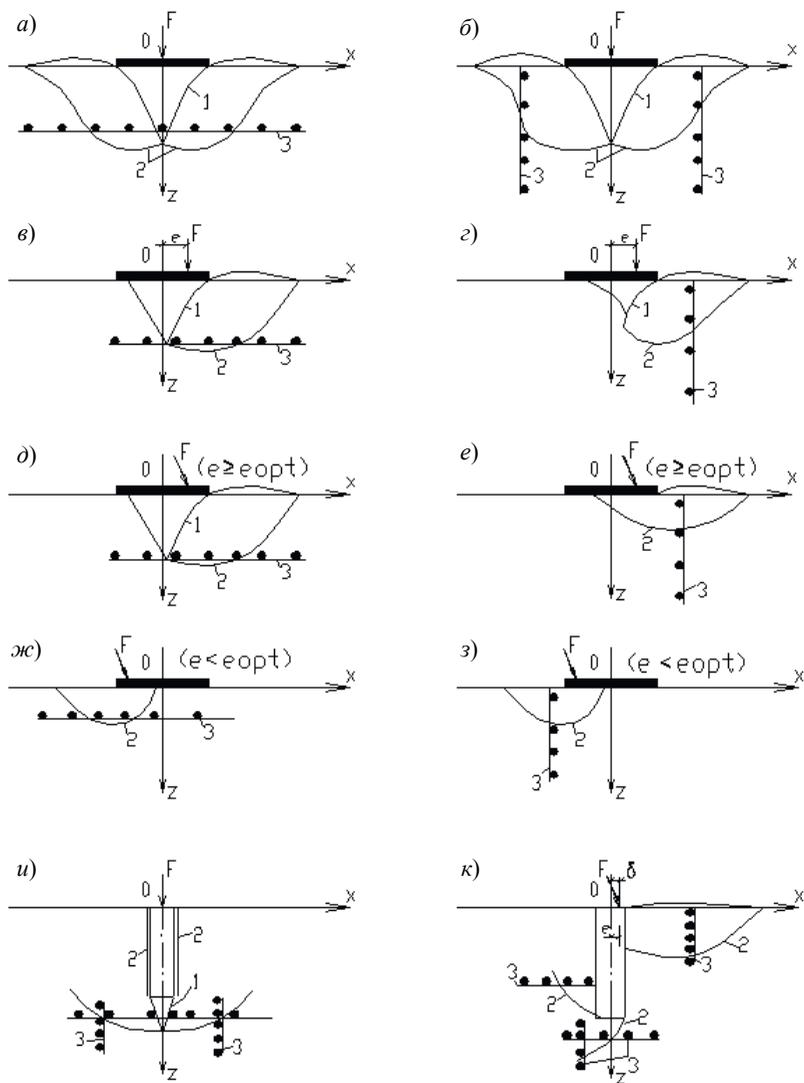


**Рис. 2.10. Характер деформирования основания круглого заглубленного фундамента по мере роста горизонтальной силы до разрушения:**  
 зоны I и I' упругие; II и II' – сдвигов; III – течения;  
 IV – сдвига грунта в образовавшиеся зазоры

Перед нагружением скважины были вертикальными и располагались перед горизонтально нагруженным буронабивным фундаментом  $d = 80$  см,  $\lambda = 3$ .

На рисунке 2.11 приведены полученные в опытах следы поверхностей скольжения и рекомендуемое расположение армирующих элементов, ограничивающих сдвиговые деформации.

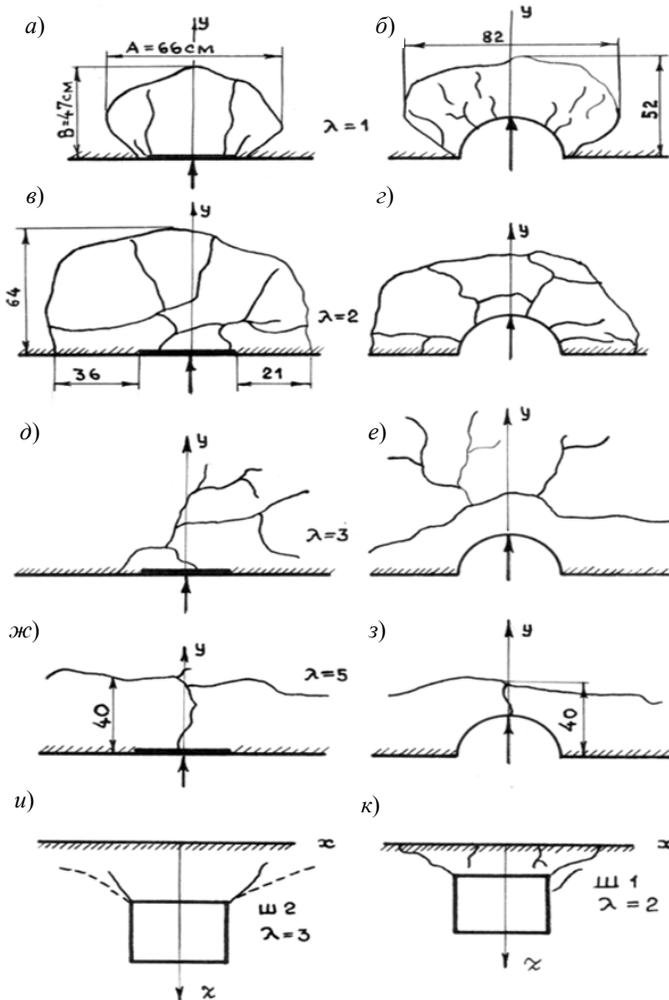
**Разрушение грунта вертикальными штампами.** Опыты проводили совместно с С. В. Икониним. В вертикальную стенку глубокой траншеи вдавливали жесткие стальные вертикальные прямоугольные и полуцилиндрические штампы, разноудаленные от граничной плоскости.



**Рис. 2.11. Обобщенные следы линий скольжения и рекомендуемые схемы размещения армирующих элементов для фундаментов мелкого ( $a - з$ ) и глубокого ( $и, к$ ) заложений:**  
**1 – уплотненное ядро; 2 – зафиксированные в опытах линии скольжения в неармированном грунте; 3 – армирующий элемент**

С помощью штампов моделировали работу элементов боковой поверхности заглубленных фундаментов, вдавливаемых в грунт с поворотом.

Характерные картины трещин на поверхности основания и по стенке траншеи показаны на рис. 2.12.



**Рис. 2.12.** Схемы разрушения грунта на поверхности основания (а – з) и по высоте стены траншеи (и, к) при вдавливании плоских (а, в, д, ж) и полуцилиндрических (б, з, е, з) штампов при  $\lambda$ :  
 а, б –  $\lambda = 1$ ; в, з, к –  $\lambda = 2$ ; д, е, и –  $\lambda = 3$ ; ж, з –  $\lambda = 5$

Здесь  $\lambda = 2H/h$ ,  $H$  – расстояние от граничной плоскости до середины штампа,  $h = 30$  см – высота штампа.

Отметим, что, несмотря на то, что на штампы передавали нормальные к ним центральные силы, наблюдали крен штампов от большего горизонтального смещения верхней грани. Чем ближе штампы располагались к поверхности, тем был больший их крен.

**Области выпора грунта.** Совместно с А. В. Худяковым получено более 100 проекций областей выпора на горизонтальную плоскость. Опыты проводили с круглыми, симметричными и несимметричными кольцевыми штампами, то же с несимметричной формой выреза при разных сочетаниях  $e_0$  и  $\delta$  [97].

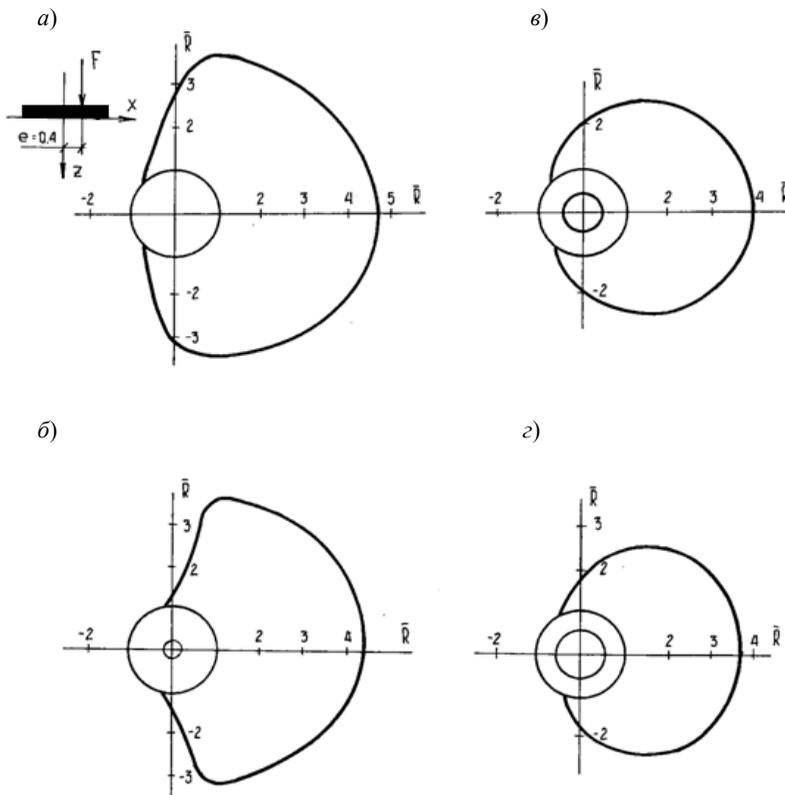


Рис. 2.13. Схемы проекций областей выпора грунта на горизонтальную плоскость при:

$a - 0$ ;  $б - 0,2$ ;  $в - 0,4$ ;  $г - 0,6$

Размеры проекций, их форма и расположение зависят от плотности грунта, шероховатости контактной поверхности моделей, их геометрических характеристик, параметров нагружения.

Для примера на рис. 2.13 показаны относительные размеры проекций областей выпора при  $\bar{d} = d_{in} / d_{ex} = 0; 0,2; 0,4$  и  $0,6$ , где  $d_{in}$  и  $d_{ex}$  – диаметры внутреннего и наружного колец.

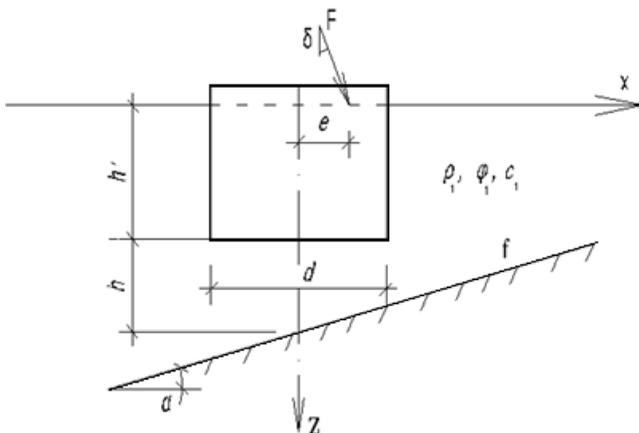
**Основание в виде сжимаемого слоя переменной толщины.**

На практике это имеет место при строительстве на засыпанных оврагах, речках, болотах. При строительстве одного из каркасных зданий в г. Тамбове крайний ряд фундаментов оказался расположенным на засыпанном склоне бывшей реки. Произошли неравномерные подвижки фундаментов в направлении склона со значительными деформациями каркаса здания.

В опытах принимали жесткий подстилающий слой и песчаный сжимаемый слой (рис. 2.14).

В зависимости от сочетаний  $\alpha, \delta, e, \lambda$  наблюдали следующие формы потери устойчивости основания: опрокидывание модели по направлению ската или в обратном направлении, плоско-параллельный сдвиг.

Полученные картины главных напряжений и перемещений точек деформирующего основания с помощью программы Plaxis 8.x показаны в рис. 2.15 – 2.18 и прил. 3.



**Рис. 2.14. Схема к постановке опытов на сжимаемом слое переменной толщины**

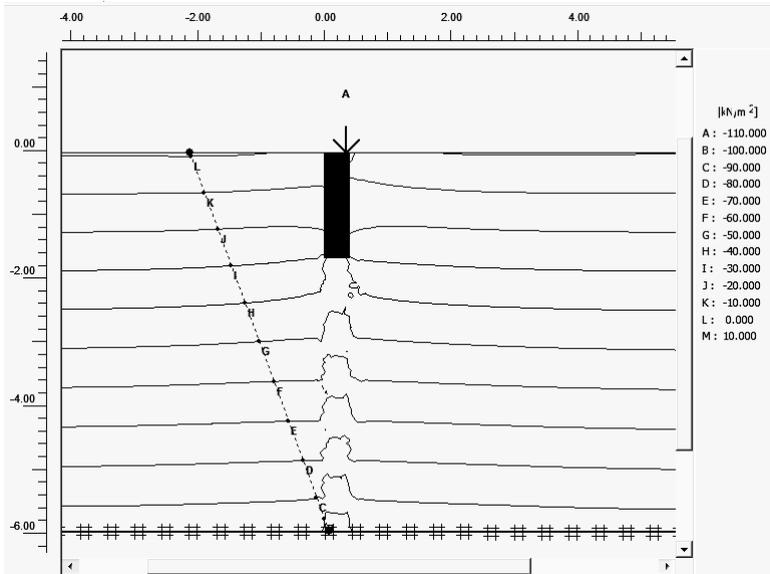


Рис. 2.15. Картина линий равных главных напряжений точек основания буронабивного фундамента при  $d = 40$  см;  $e_0 = 0,75$ ;  $h = 165$  см;  $P = 9,6$  кН

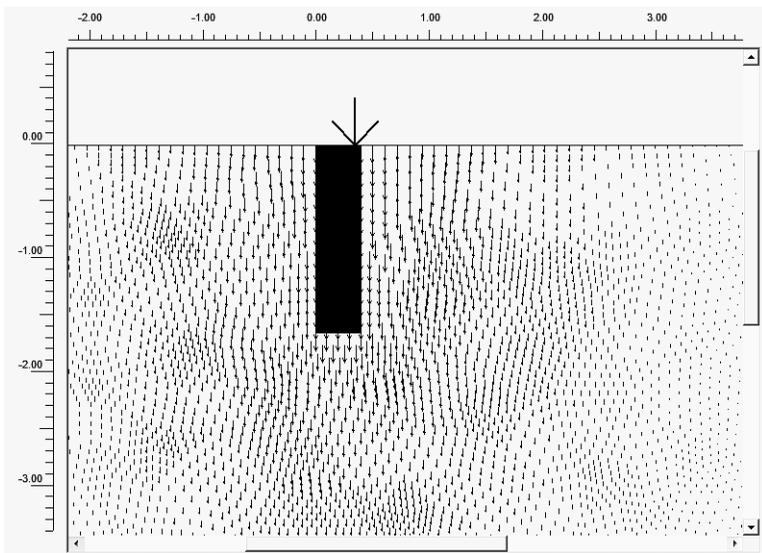
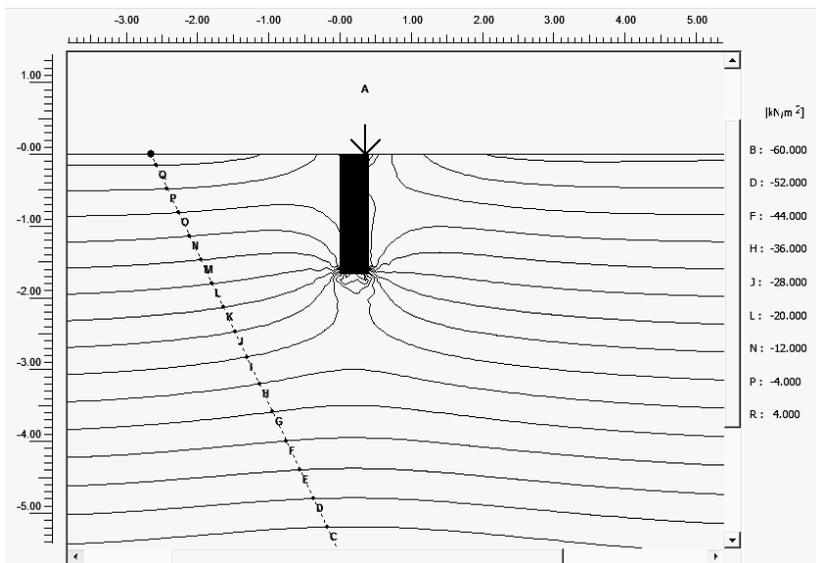
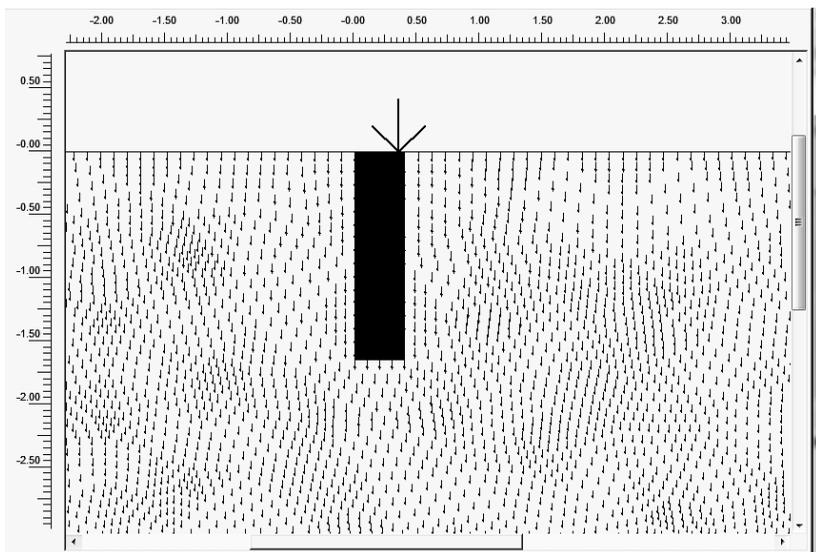


Рис. 2.16. Картина перемещений точек основания буронабивного фундамента при  $d = 40$  см;  $e_0 = 0,75$ ;  $h = 165$  см;  $P = 9,6$  кН



**Рис. 2.17.** Картина линий равных главных напряжений точек основания буронабивного фундамента при  $d = 40$  см;  $e_0 = 0,75$ ;  $h = 165$  см;  $P = 19,2$  кН



**Рис. 2.18.** Картина перемещений точек основания буронабивного фундамента при  $d = 40$  см;  $e_0 = 0,75$ ;  $h = 165$  см;  $P = 19,2$  кН

## ВЫВОДЫ К ГЛАВЕ 2

- При увеличении относительного эксцентриситета нагрузки несущая способность заглубленного фундамента уменьшается.
- Большие величины разрушающих нагрузок получены при отрицательных эксцентриситетах.
- Величины предельных нагрузок более быстро уменьшаются с ростом угла  $\delta$ .
- Область центров вращения при внецентренной наклонной нагрузке расположена ниже линии центров для внецентренной вертикальной нагрузки и может располагаться как справа, так и слева от оси  $x$ .
- Произвольная схема приложения нагрузки может быть разложена на составляющие для плоской системы сил, так как пространственную задачу можно решать с помощью решения простейшей плоской задачи.

## Глава 3

# РАСЧЕТ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ И НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ БУРОНАБИВНЫХ ФУНДАМЕНТОВ ПРИ ДЕЙСТВИИ ПЛОСКОЙ СИСТЕМЫ СИЛ

### 3.1. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ОСАДОК И ПЕРЕМЕЩЕНИЙ ФУНДАМЕНТОВ С ПРИМЕНЕНИЕМ ТЕОРИИ МЕСТНЫХ УПРУГИХ ДЕФОРМАЦИЙ

Рассчитываем коэффициент постели по формуле

$$K_z = A_s + B_s z^n, \text{ кН/м}^3,$$

где  $A_s = m(CN_{sc} + 0,5\gamma BN_{\gamma s_{\gamma}})$ ;  $B_s = m(\gamma N_q)$ ,  $m$  – коэффициент, равный 40;  $C$  – сила сцепления,  $\text{кН/м}^2$ ;  $\gamma$  – плотность,  $\text{кН/м}^3$ ;  $B$  – ширина фундамента, м;  $s_c = 1$  – для ленточных фундаментов;  $s_c = 1,3$  – для круглого и прямоугольного сечений;  $s_{\gamma} = 1$  – для ленточных фундаментов;  $s_{\gamma} = 0,6$  – для круглого сечения;  $s_{\gamma} = 0,8$  – для прямоугольного сечения;  $N_q = a^2 / (2\cos(45 + \varphi/2))$ , где  $a = e^{(0,75\pi - \varphi/2)\text{tg}\varphi}$ ;  $N_c = (N_q - 1)\cos\varphi$ ;  $N_{\gamma} = \text{tg}\varphi K_{py} / (2\cos^2\varphi)$ , где  $\varphi$  – угол внутреннего трения;  $K_{py}$  – параметр, зависящий от  $\varphi$  и определяемый по таблицам;  $z$  – глубина рассматриваемого слоя грунта;  $n$  – коэффициент при отсутствии испытания  $n = 1$ .

Характеристики основания: влажность  $w = 0,05$ ; плотность  $\gamma = 1,6 \text{ г/см}^3 = 16 \text{ кН/м}^3$ ; расчетное сопротивление грунта  $R = 1,01 \text{ МПа}$ ; сила сцепления  $C = 0,003 \text{ МПа} = 3 \text{ кН/м}^2$ ; угол внутреннего трения  $\varphi = 28$  град.

При  $\varphi = 28$  град  $\rightarrow N_c = 32,36$ ;  $N_q = 18,58$ ;  $N_{\gamma} = 15,7$ ;  $K_{py} = 45,2$ .

Вычисляем коэффициенты:

$$A_s = 40 \cdot (3 \cdot 32,36 \cdot 1,3 + 0,5 \cdot 16 \cdot 0,4 \cdot 15,7 \cdot 0,6) = 6253,92;$$

$$B_s = 40 \cdot (16 \cdot 18,58) = 11\,891,2.$$

На уровне подошвы фундамента  $z = 1,65$  м

$$k_z = 6253,92 + 11\,891,2 \cdot 1,65 = 25\,874,4 \text{ кН/м}^3.$$

Для нескольких слоев определены коэффициенты постели:

$z$ , м	0	0,5	1	1,5
$k_z$	6254	12 199	1815	24 091

Рассмотрим модели фундамента по теории местных упругих деформаций (рис. 3.1).

При известной эпюре контактных напряжений и соответствующем коэффициенте постели можно приближенно определить осадки и перемещения фундамента по гипотезе Фусса–Винклера:

$$s_x = \sigma_z / k_s; \quad u_i = \sigma_x(z) / k_i.$$

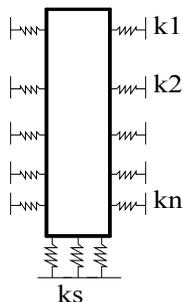


Рис. 3.1. Модель фундамента

### 3.2. РАСЧЕТ БУРОНАБИВНОГО ФУНДАМЕНТА С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ПОДХОДА И. А. СИМВУЛИДИ

Используя решения [138], можно определить горизонтальное перемещение и напряжения в произвольном сечении буронабивного фундамента.

Используем теорию расчета балок на упругом основании, т.е. рассматриваем многоступенчатую балочную конструкцию переменного сечения частично или полностью заглубленную в неоднородный грунт (упругую среду) (рис. 3.2).

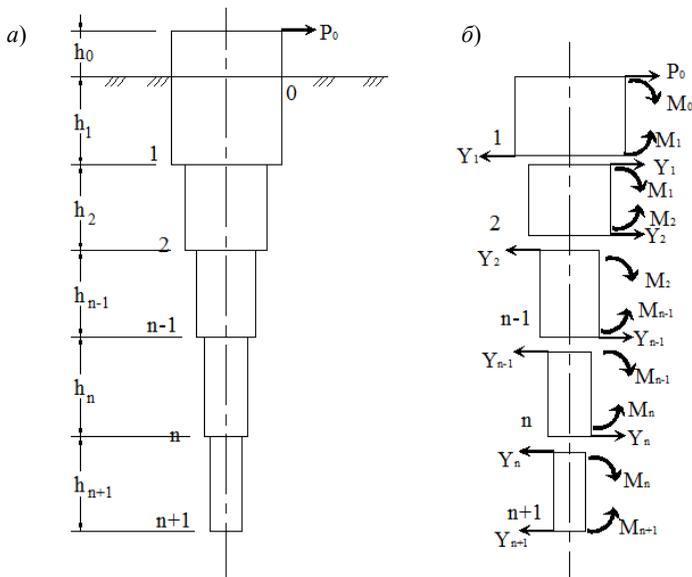


Рис. 3.2. Заданная схема (а) и основные системы метода сил (б)

Каждая отсеченная подземная часть балки находится под действием реактивных давлений грунта. Первая часть – под действием сил и моментов  $P_0, M_0, Y_1, M_1$ , вторая –  $Y_1, Y_2, M_1$  и  $M_2, \dots, n + 1$  – под действием  $Y_n, Y_{n+1}, M_n, M_{n+1}$ . Здесь  $Y_1, Y_2, \dots, Y_{n+1}; M_1, M_2, \dots, M_{n+1}$  – неизвестные усилия.

**Постановка задачи.** Рассмотрим фундамент переменного поперечного сечения со свободными от закрепления концами длиной  $L$ , вертикально погруженный в неоднородный грунт и нагруженный горизонтальной силой  $P_0$ . Подземную часть сваи по грунтовым условиям и поперечным сечением делим на  $n$  частей так, чтобы каждая отсеченная часть сваи имела по всей длине постоянное поперечное сечение и постоянный модуль упругости. Требуется определить горизонтальное перемещение головы сваи (точки 0).

**Порядок решения задачи.** Пусть известны деформационные характеристики бетона фундамента  $E_b$  (МПа), грунта  $E_0$  (МПа), размеры фундамента  $d_n$  (м) и  $h_n$  (м). Находим показатель гибкости

$$\alpha_n = \pi \frac{E_0 h_n^3}{EI_n},$$

где  $I_n$  – цилиндрическая жесткость  $n$ -й части.

Определим величину параметра

$$\eta_{(n-1)(n+1)} = \frac{d_n h_n \rho_n}{d_{n+1} h_{n+1} \rho_{n+1}}; \quad (3.1)$$

$$\lambda_{(n-1)(n+1)} = \frac{\alpha_n EI_n \rho'_n h_{n+1}^2}{\alpha_{n+1} EI_{n+1} \rho'_{n+1} h_n^2}, \quad (3.2)$$

где  $\rho_n = \gamma_n g_n$ ;  $\gamma_n = 2,048 + 0,001\alpha_n$ ;  $g_n = 13,44 + 0,029\alpha_n$ ;  $\rho'_n = \gamma_n g'_n$ ;  $g'_n = 13,44 + 0,0385\alpha_n$ .

Находим производные постоянные:

$D_{ij}$  – угол поворота  $i$ -й отсеченной части от единичной нагрузки или единичного момента на  $j$ -й части;

$\Omega_{ij}$  – реактивное давление  $i$ -й отсеченной части от единичной нагрузки или единичного момента на  $j$ -й части;

$H_{ij}$  – горизонтальное перемещение  $i$ -й отсеченной части от единичной нагрузки на  $j$ -й части.

Значения параметров  $\Omega_{ij}$ ,  $D_{ij}$  и  $H_{ij}$  определим по формулам:

$$\begin{aligned}
\Omega_{n1} &= -0,000048\alpha_{n2} + 0,024456\alpha_n - 54,4444; \\
\Omega_{n2} &= 0,000358\alpha_{n2} + 0,658056\alpha_n + 151,994368 + \\
&+ \frac{d_n h_n (2,9 \cdot 10^{-5} \alpha_n^2 + 0,072832\alpha_n + 27,52512)(23,816 + 0,155\alpha_{n+1})}{d_{n+1} h_{n+1} (0,029\alpha_{n+1} + 13,44)} + \\
&+ \frac{d_n h_n (2,9 \cdot 10^{-5} \alpha_n^2 + 0,072832\alpha_n + 27,52512)(23,816 + 0,155\alpha_{n+1})}{d_{n+1} h_{n+1} (0,001\alpha_{n+1} + 2,048)}; \\
\Omega_{n3} &= (-0,000048\Omega_{n2} + 0,024456\Omega_n - 54,444) \times \\
&\times \frac{d_n h_n (2,9 \cdot 10^{-5} \alpha_n^2 + 0,072832\alpha_n + 27,52512)}{d_{n+1} h_{n+1} (2,9 \cdot 10^{-5} \alpha_{n+1}^2 + 0,072832\alpha_{n+1} + 27,52512)}; \\
\Omega_{n4} &= (0,00031\Omega_{n2} - 0,298\alpha_n + 206,438)/h_n; \\
\Omega_{n5} &= (0,00143\alpha_{n+1}^2 + 1,99552\alpha_{n+1} + 206,438) \times \\
&\times \frac{d_n h_n (2,9 \cdot 10^{-5} \alpha_n^2 + 0,072832\alpha_n + 27,52512)}{d_{n+1} h_{n+1}^2 (2,9 \cdot 10^{-5} \alpha_{n+1}^2 + 0,072832\alpha_{n+1} + 27,52512)} - \\
&- (0,00143\alpha_{n+1}^2 + 1,99552\alpha_{n+1} + 206,438)/h_n; \\
\Omega_{n6} &= -(0,00031\alpha_{n+1}^2 - 0,298\alpha_{n+1} + 206,438) \times \\
&\times \frac{d_n h_n (2,9 \cdot 10^{-5} \alpha_n^2 + 0,072832\alpha_n + 27,52512)}{d_{n+1} h_{n+1}^2 (2,9 \cdot 10^{-5} \alpha_{n+1}^2 + 0,072832\alpha_{n+1} + 27,52512)}.
\end{aligned}$$

(3.3)

$$\begin{aligned}
D_{n1} &= 3,36 \cdot 10^{-6} \alpha_n^3 - 0,0861 \alpha_n^2 + 13,212 \alpha_n - 69\,363,3024; \\
D_{n2} &= 0,0001142 \alpha_n^3 + 0,653352 \alpha_n^2 + 655,235072 \alpha_n + 69\,363,3024 - \\
&\quad - \frac{d_n h_n (2,9 \cdot 10^{-5} \alpha_n^2 + 0,072832 \alpha_n + 27,52512)}{d_{n+1} h_{n+1} (2,9 \cdot 10^{-5} \alpha_{n+1}^2 + 0,072832 \alpha_{n+1} + 27,52512)} \times \\
&\quad \times (0,0001142 \alpha_{n+1}^3 + 0,653352 \alpha_{n+1}^2 + 655,235072 \alpha_{n+1} + 69\,363,3024); \\
D_{n3} &= - (3,36 \cdot 10^{-6} \alpha_{n+1}^3 + 0,0861 \alpha_{n+1}^2 - 13,212 \alpha_{n+1} + 69\,363,3024) \times \\
&\quad \times \frac{d_n h_n (2,9 \cdot 10^{-5} \alpha_n^2 + 0,072832 \alpha_n + 27,52512)}{d_{n+1} h_{n+1} (2,9 \cdot 10^{-5} \alpha_{n+1}^2 + 0,072832 \alpha_{n+1} + 27,52512)}; \\
D_{n4} &= 5,032 \cdot 10^{-5} \alpha_n^3 + 0,29756 \alpha_n^2 - 1178,76 \alpha_n + 138\,726,605)/h_n; \\
D_{n5} &= (-2,17 \cdot 10^{-3} \alpha_n^3 - 7,3423 \alpha_n^2 - 4370,301 \alpha_n - 138\,726,605)/h_n + \\
&\quad + (-2,17 \cdot 10^{-3} \alpha_{n+1}^3 - 7,3423 \alpha_{n+1}^2 - 4370,301 \alpha_{n+1} - \\
&\quad - 138\,726,605) \times \frac{d_n h_n (2,9 \cdot 10^{-5} \alpha_n^2 + 0,072832 \alpha_n + 27,52512)}{d_{n+1} h_{n+1} (2,9 \cdot 10^{-5} \alpha_{n+1}^2 + 0,072832 \alpha_{n+1} + 27,52512)}; \\
D_{n6} &= (5,032 \cdot 10^{-5} \alpha_{n+1}^3 + 0,298 \alpha_{n+1}^2 - 1178,76 \alpha_{n+1} + 138\,726,605) \times \\
&\quad \times \frac{d_n h_n (2,9 \cdot 10^{-5} \alpha_n^2 + 0,072832 \alpha_n + 27,52512)}{d_{n+1} h_{n+1} (2,9 \cdot 10^{-5} \alpha_{n+1}^2 + 0,072832 \alpha_{n+1} + 27,52512)}.
\end{aligned}$$

(3.4)



Оба уравнения (3.8) нельзя использовать одновременно при расчете фундамента на горизонтальные нагрузки, но каждое из них в отдельности (в зависимости от условий закрепления верхнего конца рассматриваемой конструкции в сечении  $O$ ) совместно с уравнениями (3.6), (3.7) и (3.9) может найти широкое применение при расчете подобных конструкций.

Уравнения, полученные из условий заделки в грунт нижнего конца фундамента и из равенства нулю реактивного давления грунта в том же месте:

$$\left. \begin{aligned} &(-1)^{n+1} Y_n (H_{(n+1)1} - H_{(n+1)3}) + Y_{n+1} (H_{(n+1)1} + H_{(n+1)3}) + \\ &+ H_{n6} M_n / L_{n+1} + H_{n7} M_{n+1} / L_{n+1} = 0; \\ &(-1)^{n+1} [Y_n ((23,816 + 0,155\alpha_{n+1})\gamma_{n+1} - (7,68 + 0,007\alpha_{n+1})g_{n+1}) + \\ &+ Y_{n+1} ((23,816 + 0,155\alpha_{n+1})\gamma_{n+1} + (7,68 + 0,007\alpha_{n+1})g_{n+1})] + \\ &+ (g_{n+1} (15,36 + 0,03\alpha_{n+1}) - 0,56\alpha_{n+1}\gamma_{n+1}) M_n / L_{n+1} + \\ &+ (g_{n+1} (15,36 + 0,03\alpha_{n+1}) + 0,56\alpha_{n+1}\gamma_{n+1}) M_{n+1} / L_{n+1} = 0. \end{aligned} \right\} (3.9)$$

Решаем совместно составленную систему уравнений относительно неизвестных сил и моментов.

**Частный случай. Фундамент постоянного сечения заглублен в однородный слой грунта.** Пусть размеры фундамента  $d$  (м) и  $h$  (м). Разбив фундамент по длине заглубленной на три равные части размерами  $h/3$  (рис. 3.3), находим показатель гибкости

$$\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3 = \pi \frac{E_0 (h/3)^3}{EJ}.$$

Нагрузка на фундамент:

$$Y_A = -F \sin \beta \text{ (кН); } Z_A = F \cos \beta \text{ (кН); } M_A = F \cos \beta + Fh' \sin \beta. \text{ (кН}\cdot\text{м)}$$

Определим величину параметра  $\eta_{02}$  и  $\eta_{13}$ :

$$\eta_{02} = \eta_{13} = \frac{d(h/3)}{d(h/3)} x \frac{\rho_1}{\rho_2} = \frac{d(h/3)}{d(h/3)} x \frac{\rho_2}{\rho_3} = 1.$$

Аналогично,  $\lambda_{02} = \lambda_{13} = \dots = 1$ .

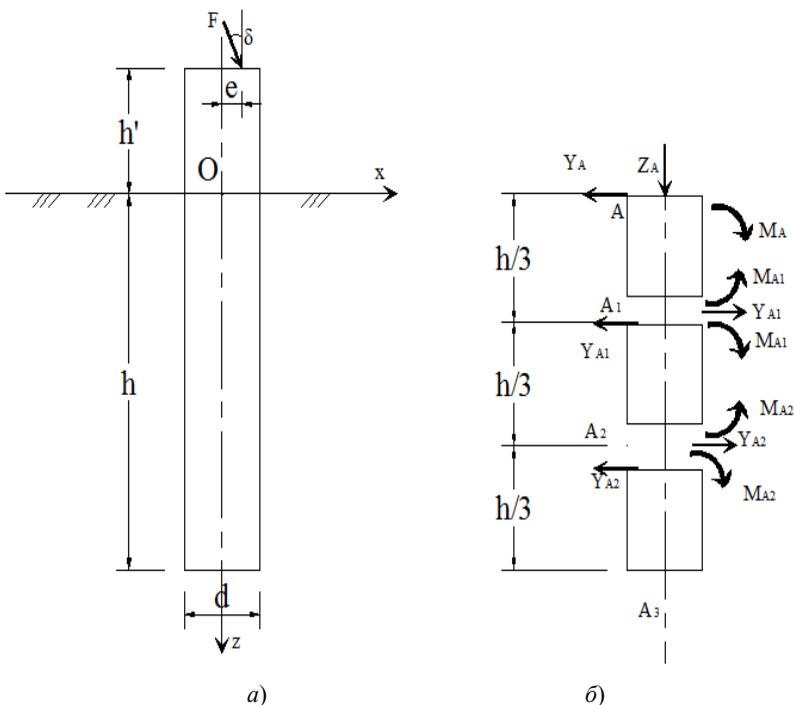


Рис. 3.3. Модель фундамента (а) и основные системы сил (б)

Значения параметров  $\Omega_{11}, \Omega_{21}, \Omega_{31}, \Omega_{12}, \dots, \Omega_{16}, \Omega_{26}, \Omega_{36}$  определим по формулам:

$$\left. \begin{aligned} \Omega_{n1} &= -0,000048\Omega_{n2} + 0,024456\alpha_n - 54,444; \\ \Omega_{n2} &= 0,000716\Omega_{n2} + 1,316112\alpha_n + 303,989; \\ \Omega_{n3} &= \Omega_{n1} = -0,000048\Omega_{n2} + 0,024456\alpha_n - 54,444; \\ \Omega_{n4} &= (0,00031\Omega_{n2} - 0,298\alpha_n + 206,438)3/h; \\ \Omega_{n5} &= 0; \\ \Omega_{n6} &= -\Omega_{n4} = -(0,00031\Omega_{n2} - 0,298\alpha_n + 206,438)3/h. \end{aligned} \right\} (3.3^*)$$

Так как  $\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3$ , то  $\Omega_{11} = \Omega_{21} = \Omega_{31} = \Omega_{12}; \dots, \Omega_{16} = \Omega_{26} = \Omega_{36}$ .

Определим значения  $D_{11}, D_{21}, D_{31}, \dots, D_{36}$  по формулам:

$$\left. \begin{aligned}
 D_{n1} &= 3,36 \cdot 10^{-6} \alpha_n^3 - 0,0861 \alpha_n^2 + 13,212 \alpha_n - 69\,363,3024; \\
 D_{n2} &= 0; \\
 D_{n3} &= -(3,36 \cdot 10^{-6} \alpha_{n+1}^3 + 0,0861 \alpha_{n+1}^2 - 13,212 \alpha_{n+1} + 69\,363,3024); \\
 D_{n4} &= D_{n6} = 5,032 \cdot 10^{-5} \alpha_n^3 + 0,29756 \alpha_n^2 - 1178,76 \alpha_n + 138\,726,605)3/h; \\
 D_{n5} &= (-4,36 \cdot 10^{-3} \alpha_n^3 - 14,685 \alpha_n^2 - 8740,6 \alpha_n - 277\,453,2)3/h.
 \end{aligned} \right\} \quad (3.4^*)$$

По формулам (3.5, 3.10 – 3.12) определим параметры  $H_{ij}$ ,  $\Delta^{(A)}$ ,  $a_1^{(A)}$ ,  $b_1^{(A)}$ ,  $C_1^{(A)}$ ,  $b_2^{(A)}$ ,  $C_2^{(A)}$ ,  $K_i^{(A)}$ ,  $H_i^{(A)}$ ,  $a_{p'}^{(A)}$ ,  $a_M^{(A)}$ ,  $d_{1p'}^{(A)}$ ,  $d_{2p'}^{(A)}$ . Затем определим неизвестные силы и изгибающие моменты в сечениях  $A_1$ ,  $A_2$ .

$$\begin{aligned}
 \Delta^{(A)} &= (b_1^{(A)} \Omega_{12}^{(A)} + b_2^{(A)} \Omega_{13}^{(A)} - a_1^{(A)} \Omega_{15}^{(A)}) (C_1^{(A)} D_{12}^{(A)} + C_2^{(A)} D_{13}^{(A)} - a_1^{(A)} D_{16}^{(A)}) - \\
 &\quad - (b_1^{(A)} D_{12}^{(A)} + b_2^{(A)} D_{13}^{(A)} - a_1^{(A)} D_{15}^{(A)}) (C_1^{(A)} \Omega_{12}^{(A)} + C_2^{(A)} \Omega_{13}^{(A)} - a_1^{(A)} D_{16}^{(A)});
 \end{aligned} \quad (3.10)$$

в этих формулах:

$$\left. \begin{aligned}
 a_1^{(A)} &= (\Omega_{21}^{(A)} D_{22}^{(A)} - \Omega_{22}^{(A)} D_{21}^{(A)}); \\
 b_1^{(A)} &= (\Omega_{22}^{(A)} D_{24}^{(A)} - \Omega_{24}^{(A)} D_{22}^{(A)}); \\
 C_1^{(A)} &= (\Omega_{22}^{(A)} D_{25}^{(A)} - \Omega_{25}^{(A)} D_{22}^{(A)}); \\
 b_2^{(A)} &= (\Omega_{24}^{(A)} D_{21}^{(A)} - \Omega_{21}^{(A)} D_{24}^{(A)}); \\
 C_2^{(A)} &= (\Omega_{25}^{(A)} D_{21}^{(A)} - \Omega_{21}^{(A)} D_{25}^{(A)}).
 \end{aligned} \right\} \quad (3.11)$$

Параметры  $K_i^{(A)}$  приняты из [2].

$$d_1^{(A)} = \Omega_{11}^{(A)} Y_A + \Omega_{14}^{(A)} M_A; \quad d_2^{(A)} = D_{11}^{(A)} Y_A + D_{14}^{(A)} M_A. \quad (3.12)$$

Определим неизвестные силы и изгибающие моменты:

$$\left. \begin{aligned}
 M_{A1} &= K_1^{(A)} d_{1p'}^{(A)} - K_2^{(A)} d_{2p'}^{(A)}; \\
 M_{A2} &= K_3^{(A)} d_{2p'}^{(A)} - K_4^{(A)} d_{1p'}^{(A)}; \\
 Y_{A1} &= K_5^{(A)} d_{2p'}^{(A)} + K_6^{(A)} d_{1p'}^{(A)}; \\
 Y_{A2} &= K_7^{(A)} d_{2p'}^{(A)} + K_8^{(A)} d_{1p'}^{(A)}.
 \end{aligned} \right\} \quad (3.13)$$

По величинам  $M_{A1}$ ,  $M_{A2}$ ,  $Y_{A1}$  и  $Y_{A2}$  можно определить горизонтальное перемещение  $\delta_A$  в точке  $A$ . Из уравнения упругой линии балки получим

$$\delta_A = \left\{ \frac{L_{A2A3}}{\alpha_{A2A3} i_{A1A2}} (-\bar{y}_{2A2}^{(A2)} M_{A2} - \bar{y}_{3A2}^{(A2)} L_{A2A3} Y_{A2}) + \frac{L_{A1A2}}{\alpha_{A1A2} i_{A1A2}} [\bar{y}_{2A2}^{(A1)} M_{A2} - \bar{y}_{2A1}^{(A1)} M_{A1} + L_{A1A2} (\bar{y}_{3A2}^{(A1)} Y_{A2} + \bar{y}_{3A1}^{(A1)} Y_{A1})] + \frac{L_{AA1}}{\alpha_{AA1} i_{AA1}} [\bar{y}_{2A1}^{(A)} M_{A1} - \bar{y}_{2A}^{(A)} M_A + L_{AA1} (\bar{y}_{3A1}^{(A)} Y_{A1} + \bar{y}_{3A}^{(A)} Y_A)] \right\},$$

где  $\bar{y}_{2i}^{(Ai)}$  – прогиб в сечении  $A_i$  от  $\frac{M_i}{\pi E_0 b L} = 1$  при  $\frac{M_{A_i}}{\pi E_0 b L} = 1$  [1, табл. V-6];

$\bar{y}_{3i}^{(Ai)}$  – прогиб в сечении  $A_i$  от  $\frac{P_i}{\pi E_0 b L} = 1$  при  $\frac{V_{A_i}}{\pi E_0 b L} = 1$  [1, табл. V-4].

Есть  $\alpha_{AA1} = \alpha_1 = \alpha_{A1A2} = \alpha_2 = \alpha_{A2A3} = \alpha_3$ ;  $i_{AA1} = i_{A1A2} = i_{A2A3} = i = \frac{EI}{L_i}$ ,

то

$$\delta_A = \frac{1}{\pi E_0} [M_{A2} (\bar{y}_{2A2}^{(A1)} - \bar{y}_{2A2}^{(A2)}) + M_{A1} (\bar{y}_{2A1}^{(A)} - \bar{y}_{2A1}^{(A1)}) + M_A \bar{y}_{2A}^{(A)} + Y_{A1} (\bar{y}_{3A1}^{(A)} L_1 + \bar{y}_{3A1}^{(A1)} L_2) + Y_{A2} (\bar{y}_{3A2}^{(A1)} L_1 - \bar{y}_{3A2}^{(A2)} L_3) + Y_A \bar{y}_{3A}^{(A)}]. \quad (3.14)$$

Зная величины  $M_{A1}$ ,  $M_{A2}$ , можно определить напряжения  $\sigma_{A1}$ ,  $\sigma_{A2}$  по формуле  $\sigma_i = M_i / W_i$  и площади поперечного сечения арматуры.

Максимальное напряжение

$$\sigma_{\max} = M_{\max} / W_i \text{ (кН/см}^2\text{)}. \quad (3.15)$$

### Пример расчета.

Исходные данные:  $E_b = 20$  МПа,  $E_0 = 33$  МПа, размеры фундамента  $d_f = 0,4$  м и  $h'_f = 0,3$  м;  $h_f = 1,5$  м; коэффициент гибкости

$\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3 = \pi \frac{E_0 (h/3)^3}{EJ} = 206$ ; нагрузки на фундамент:  $Y_A = -4,8$  кН;

$Z_A = 0$  кН;  $M_A = 1,44$  кН·м.

Для расчета используем формулы (3.3\*, 3.4\*, 3.5, 3.10 – 3.14). Результаты расчета приведены в табл. 3.1.

### 3.1. Результаты расчета

$\alpha_n$	$\gamma_n$	$g_n$	$\rho_n$	$g'_n$	$\rho'_n$
206	2,254	605,640	1365,264	21,381	48,197
$\Omega_{n1}$	-51,442			$D_{n1}$	-70 271,461
$\Omega_{n2}$	605,640			$D_{n2}$	0
$\Omega_{n3}$	-51,442			$D_{n3}$	70 271,461
$\Omega_{n4}$	316,325			$D_{n4}$	-182 587,697
$\Omega_{n5}$	0			$D_{n5}$	-5 486 155,166
$\Omega_{n6}$	316,325			$D_{n6}$	-182 587,697
$a_1^{(A)}$	42 559 196	$K_1^{(A)}$	$3,847 \cdot 10^{-7}$	$H_{n1}$	81 514
$b_1^{(A)}$	-110 582 382	$K_2^{(A)}$	$6,415 \cdot 10^{-8}$	$H_{n2}$	4 330 405
$C_1^{(A)}$	-3 322 634 106	$K_3^{(A)}$	$-7,376 \cdot 10^{-6}$	$H_{n3}$	151 787
$b_2^{(A)}$	-31 621 280	$K_4^{(A)}$	$2,084 \cdot 10^{-9}$	$H_{n4}$	2498
$C_2^{(A)}$	-282 217 834	$K_5^{(A)}$	$-5,761 \cdot 10^{-4}$	$H_{n5}$	4 008 085
$\Delta^{(A)}$	$-1,334 \cdot 10^{27}$	$K_6^{(A)}$	$8,369 \cdot 10^{-7}$	$H_{n6}$	-91 293
		$K_7^{(A)}$	$-5,81 \cdot 10^{-4}$	$H_{n7}$	-1 371 449
		$K_8^{(A)}$	$4,966 \cdot 10^{-5}$		
$a_P^{(A)}$	-2 612 151,09		$M_{A1}$	-0,013	кН·м
$a_M^{(A)}$	-17 527 639		$M_{A2}$	-1,525	кН·м
			$Y_{A1}$	-119,064	кН
$d_{1P}^{(A)}$	473,2027178		$Y_{A2}$	-120,063	кН
$d_{2P}^{(A)}$	206 689,6453		$\delta_A$	$3,404 \cdot 10^{-6}$	м

**Сравнение с результатами, полученными с помощью программы Plaxis 8.x.** Используя программу Plaxis 8.x, приводим результаты расчета фундамента  $d = 40$  см,  $h = 150$  см (рис. 3.4). Величины перемещений некоторых точек приведены в табл. 3.2. В задаче рассматривается фундамент конечной жесткости на упругом однородном основании. Такая модель широко используется в геотехнических задачах. Эта программа позволяет решать самые разные геотехнические задачи. Возможно использование больших двухмерных конечно-элементных сеток. Plaxis 8.x поставляется в виде расширенного программного пакета, учитывающего статические упругопластические деформации, усовершенствованные модели грунта, расчеты устойчивости и консолидации, расчеты по изменяемой сетке и расчеты установившейся фильтрации в грунтах.

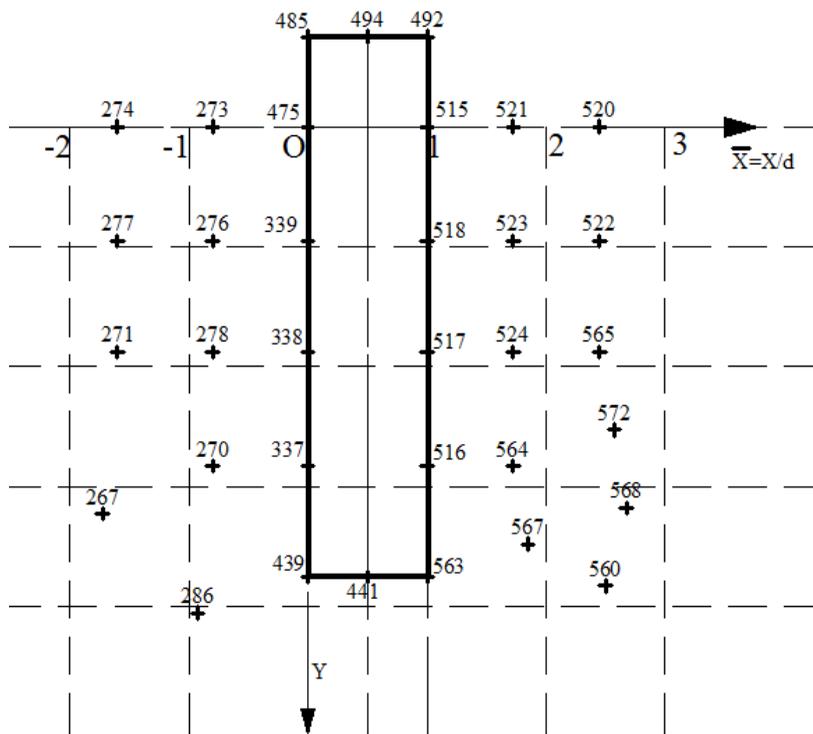


Рис. 3.4. Координаты расчетных точек фундамента  $d = 40$  см,  $h = 150$  см

### 3.2. Таблица величин перемещений расчетных точек среды

№ точки	x-координата (м)	z-координата (м)	Горизонтальное перемещение ( $10^{-6}$ м)	Вертикальное перемещение ( $10^{-3}$ м)
267	-0,69	-1,24	31,991	-6,218
270	-0,32	-1,13	42,233	-6,305
271	-0,64	-0,75	41,151	-6,387
273	-0,32	0,00	-4,952	-6,439
274	-0,64	0,00	13,673	-6,471
276	-0,32	-0,38	22,792	-6,431
277	-0,64	-0,38	32,238	-6,455
278	-0,32	-0,75	36,793	-6,389
286	-0,37	-1,62	-8,973	-6,075
337	0,00	-1,13	2,598	-6,360
338	0,00	-0,75	2,733	-6,361
339	0,00	-0,38	2,986	-6,361
439	0,00	-1,50	1,934	-6,358
441	0,20	-1,50	2,222	-6,359
475	0,00	0,00	3,120	-6,362
485	0,00	0,30	3,404	-6,362
492	0,40	0,30	3,397	-6,362
494	0,20	0,30	3,401	-6,362
515	0,40	0,00	3,315	-6,362
516	0,40	-1,13	2,417	-6,360
517	0,40	-0,75	2,771	-6,361
518	0,40	-0,38	2,985	-6,362
520	0,98	0,00	-4,523	-6,469

Продолжение табл. 3.2

№ точек	x-координата (м)	z-координата (м)	Горизонтальное перемещение ( $10^{-6}$ м)	Вертикальное перемещение ( $10^{-3}$ м)
521	0,69	0,00	12,119	-6,435
522	0,98	-0,38	-26,105	-6,456
523	0,69	-0,38	-15,913	-6,428
524	0,69	-0,75	-29,588	-6,389
560	1,00	-1,53	-2,458	-6,088
563	0,40	-1,50	2,514	-6,359
564	0,69	-1,13	-34,468	-6,309
565	0,98	-0,75	-35,896	-6,391
567	0,74	-1,39	-17,851	-6,201
568	1,07	-1,27	-24,031	-6,208
572	1,03	-1,01	-37,054	-6,316

Результаты горизонтального перемещения точки  $O$  по расчету и по программе незначительно различаются ( $3,404 \cdot 10^{-6}$  и  $3,120 \cdot 10^{-6}$  м), так как они основаны на теории расчета балок на упругом основании.

Предложенная методика может использоваться при расчете буронабивных свай на сложных геологических условиях, расчете фундаментов высоких, большепролетных сооружений, в которых значительно действуют ветровые нагрузки.

### 3.3. ФОРМУЛЫ ДЛЯ ВЫЧИСЛЕНИЯ КООРДИНАТ МГНОВЕННОЙ ОСИ ВРАЩЕНИЯ

Перемещение жесткого фундамента рассматривается как вращение вокруг мгновенных центров или осей (случай плоской деформации). При действии плоской системы сил оси вращения расположены в одной плоскости, например  $hoz$ . Для различных комбинаций исследуемых переменных  $F$ ,  $F^*$ ,  $d$ ,  $h$ ,  $e$ ,  $\delta$ ,  $t$ ,  $\bar{x}_c$ ,  $\bar{z}_c$  и др. можно построить поле координат осей вращения. Здесь обозначено:  $F$  – нагрузка;  $F^* = F/F_u$  – уровень нагрузки;  $F_u$  – разрушающая нагрузка;  $d$  – диаметр

фундамента;  $h$  – глубина расположения подошва фундамента;  $e$ ,  $\delta$  – эксцентриситет и угол наклона силы;  $t$  – время;  $\bar{x}_c = x_c/R = s/(iR)$ ;  $\bar{z}_c = z_c/h = u/(ih)$ , где  $R$  – радиус фундамента;  $s$ ,  $u$  – осадка и горизонтальное перемещение центра тяжести фундамента в уровне поверхности;  $i$  – крен фундамента.

По материалам экспериментов В. В. Леденёва ранее выполнены обобщения [91]. Ниже приведены дополнительные сведения о положениях координат мгновенных осей вращения.

### 3.3.1. ВЛИЯНИЕ НАГРУЗКИ НА ОТНОСИТЕЛЬНЫЕ КООРДИНАТЫ МГНОВЕННОЙ ОСИ ВРАЩЕНИЯ

Рассмотрим результаты экспериментов, описанные в [111, с. 97 – 99], и выполненных с тензомоделью  $d = 50$  см;  $h = 180$  см;  $e_0 = 0,4$ . Координаты мгновенной оси вращения и относительные координаты вычисляли по формулам:

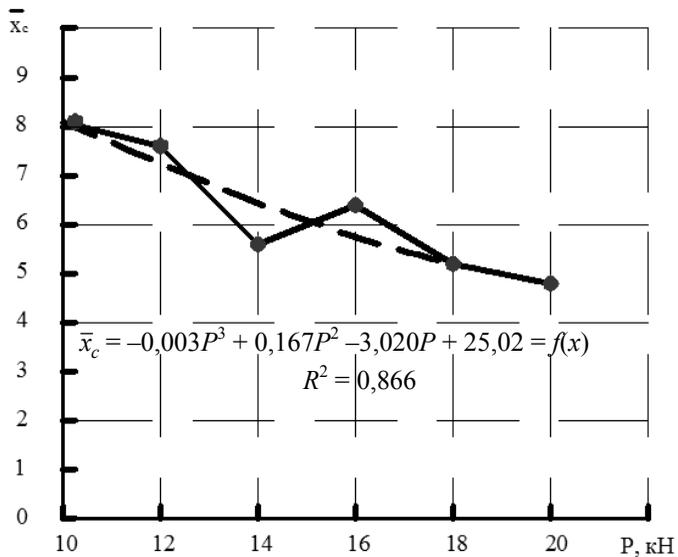
$$z_c = u_0/\text{tg}\theta; \quad x_c = s_0/\text{tg}\theta; \quad \bar{z}_c = z_c/h; \quad \bar{x}_c = x_c/h,$$

где  $u_0$ ,  $s_0$ ,  $\theta$  – вертикальное и горизонтальное перемещения точки центра  $O$ , крен фундамента. Их значения приведены в табл. 3.3.

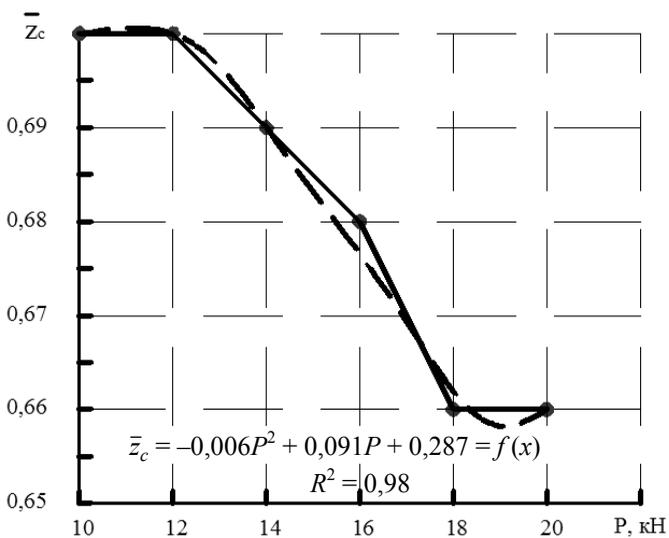
Зависимость между нагрузками и относительными координатами мгновенной оси вращения приведена на рис. 3.5.

### 3.3. Значения относительных координат мгновенной оси вращения при разном значении нагрузки при $d = 50$ см; $h = 180$ см; $e_0 = 0,4$

Нагрузки $P$ , кН	Относительные координаты мгновенных осей вращения	
	$\bar{x}_c$	$\bar{z}_c$
10	8,1	0,70
12	7,6	0,70
14	5,6	0,69
16	6,4	0,68
18	5,2	0,66
20	4,8	0,66



a)



b)

Рис. 3.5. Графики зависимости между нагрузками и относительными координатами мгновенной оси вращения  $\bar{x}_c$  (a) и  $\bar{z}_c$  (б)

### 3.3.2. ВЛИЯНИЕ ГЛУБИНЫ ЗАЛОЖЕНИЯ ФУНДАМЕНТОВ НА ОТНОСИТЕЛЬНЫЕ КООРДИНАТЫ МГНОВЕННОЙ ОСИ ВРАЩЕНИЯ

Леденёвым В. В. проведена [111] серия испытаний тензомодели диаметром 80 см, высотой 80, 120, 160 и 240 см при относительном эксцентриситете вертикальной нагрузки  $e_0 = 0,5$ . Зависимости между глубинами заложения и относительными координатами мгновенной оси вращения приведены в табл. 3.4 и на рис. 3.6.

Аппроксимирующие функции  $\bar{x}_c = \bar{x}_c(h)$  и  $\bar{z}_c = \bar{z}_c(h)$  имеют вид:

при  $P = 16$  кН:

$$\bar{x}_c = -0,000002h^3 - 0,097h + 7,48 = f(x); \quad (3.16)$$

$$\bar{z}_c = 0,0000003h^3 + 0,007h + 1 = f(x); \quad (3.17)$$

при  $P = 20$  кН:

$$\bar{x}_c = -0,0000003h^3 + 0,002h + 3,21 = f(x); \quad (3.18)$$

$$\bar{z}_c = 0,0000003h^3 + 0,011h + 0,76 = f(x); \quad (3.19)$$

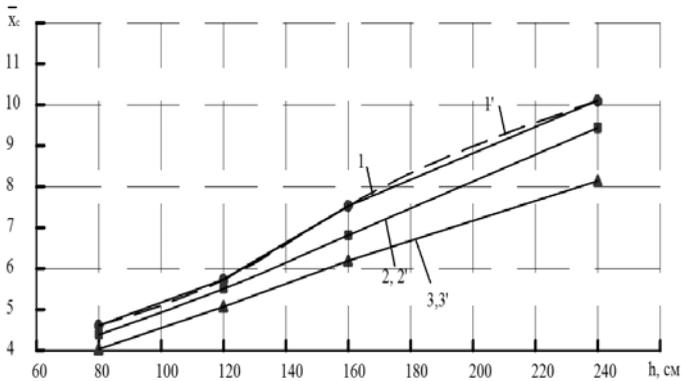
при  $P = 24$  кН:

$$\bar{x}_c = -0,0000004h^3 + 0,005h + 2,81 = f(x); \quad (3.20)$$

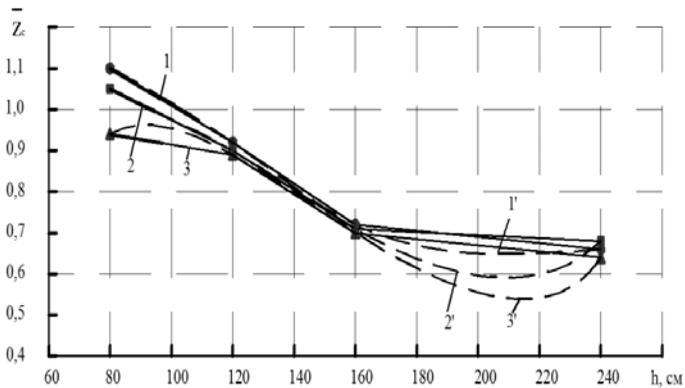
$$\bar{z}_c = 0,0000005h^3 + 0,027h - 0,12 = f(x). \quad (3.21)$$

#### 3.4. Значения относительных координат мгновенной оси вращения при разной глубине заложения и $d = 80$ см; $e_0 = 0,5$

Глубина заложения $h$ , см	Нагрузки $P$ , кН					
	16		20		24	
	$\bar{x}_c$	$\bar{z}_c$	$\bar{x}_c$	$\bar{z}_c$	$\bar{x}_c$	$\bar{z}_c$
80	4,61	1,1	4,39	1,05	4,04	0,94
120	5,73	0,92	5,51	0,9	5,07	0,89
160	7,53	0,72	6,81	0,71	6,19	0,7
240	10,1	0,66	9,43	0,68	8,14	0,64



a)

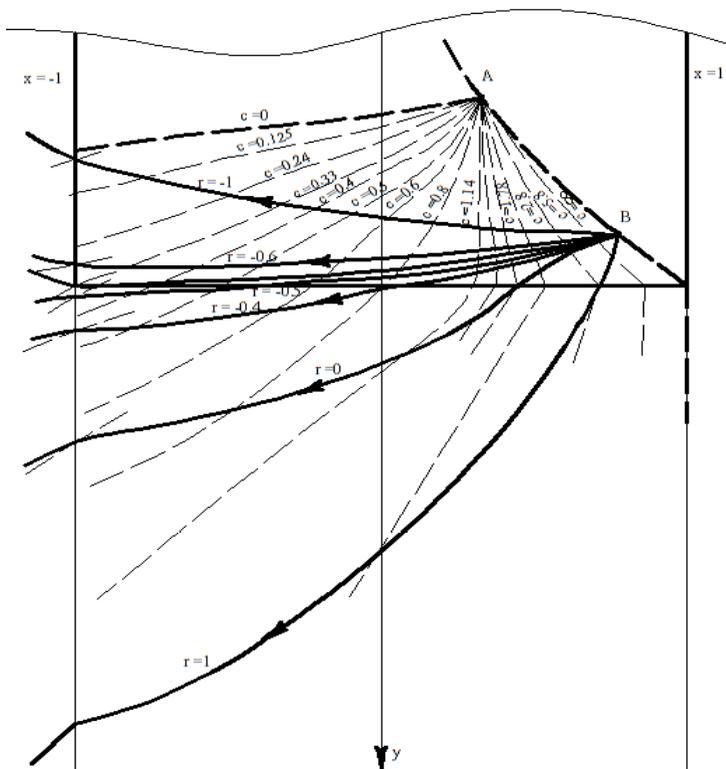


б)

**Рис. 3.6. Графики зависимости между глубинами заложения и относительными координатами мгновенной оси вращения  $\bar{x}_c$  (a) и  $\bar{z}_c$  (б) при  $P$  (кН):**

16 (1, 1'), 20 (2, 2'), 24 (3, 3')

Леденёв В. В. и Соболевский М. Е. [96] исследовали характер перемещений плоского жесткого квадратного штампа при действии в общем случае внецентренной наклонной силы. Получили положение координат центров вращения (рис. 3.7) при разных положениях силы вдоль оси  $x$ :  $r = M/F_y$  и разных наклонах силы:  $c = F_x/F_y$ , где  $M$  – момент реакций относительно центра штампа на уровне поверхности,  $F_x$  и  $F_y$  – сумма проекций реакций на оси  $x$  и  $y$ .



**Рис. 3.7. Положение координат центров вращения при разных соотношениях главных векторов**

Выводы:

- при увеличении нагрузки значения относительных координат мгновенной оси вращения уменьшаются;
- при увеличении глубины заложения фундамента значения вертикальных относительных координат мгновенной оси вращения уменьшаются, а горизонтальных относительных координат увеличиваются;
- полученные функциональные зависимости могут быть использованы при расчете и проектировании.

Ограничение перемещений фундаментов в местах сопряжения с вышерасположенными конструкциями приводит к изменению положения осей вращения и сопутствующих параметров, например эпюр контактных напряжений [107].

### 3.3.3. ВЛИЯНИЕ ОТНОСИТЕЛЬНОГО ЭКСЦЕНТРИСИТЕТА НА ОТНОСИТЕЛЬНЫЕ КООРДИНАТЫ МГНОВЕННОЙ ОСИ ВРАЩЕНИЯ

Полевые экспериментальные исследования в основании ненарушенной структуры проводили на двух площадках основания. Из шурфов отбирали монолиты грунта для определения в лабораторных условиях физических и механических характеристик грунта (табл. 3.5). Диаметр моделей  $d = 50$  см;  $\lambda = h/d = 1,5; 2,25; 2,6; 2,8; 3,6$  при относительных эксцентриситетах  $e_0 = 0,4; 0,5; 0,8; 1$  и нагрузках  $F$  (кН) = 60, 100, 120, 160 (см. прил. 4). Расчетные данные получены с помощью программы Plaxis 8.x (рис. 3.8 – 3.14).

Результаты расчета, опытов и их сравнения приведены в табл. 3.6.

### 3.5. Характеристики основания грунтов

№ слоя	Мощность, м	$\rho_{s,}$ г/см <sup>3</sup>	$\rho,$ г/см <sup>3</sup>	$\rho_{sat,}$ г/см <sup>3</sup>	$w$	$C,$ МПа	$E,$ МПа	$\varphi,$ град
1	1,0	2,680	1,790	2,053	0,065	0,020	18,7	21
2	2,0	2,700	1,760	1,864	0,243	0,035	23,5	17

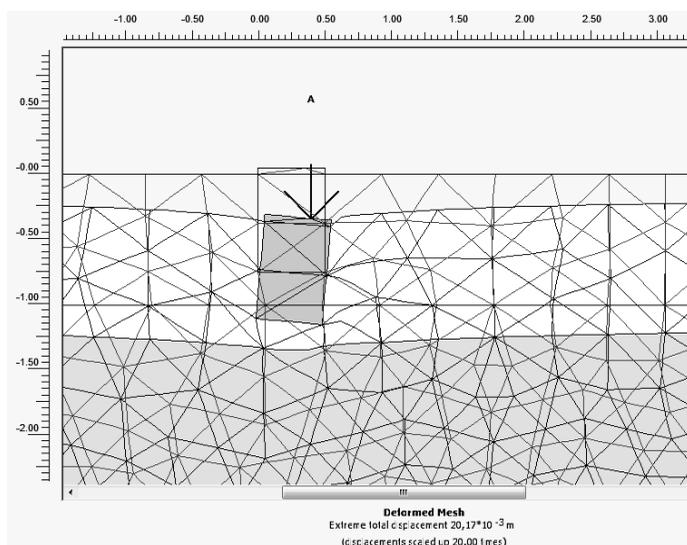
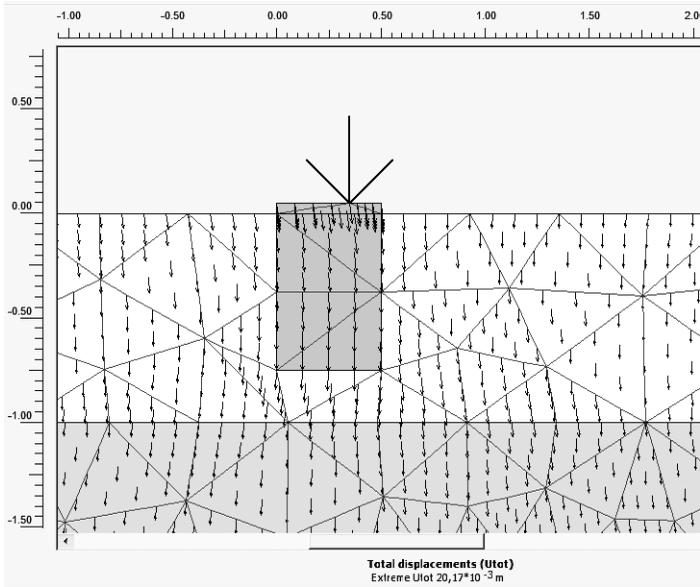
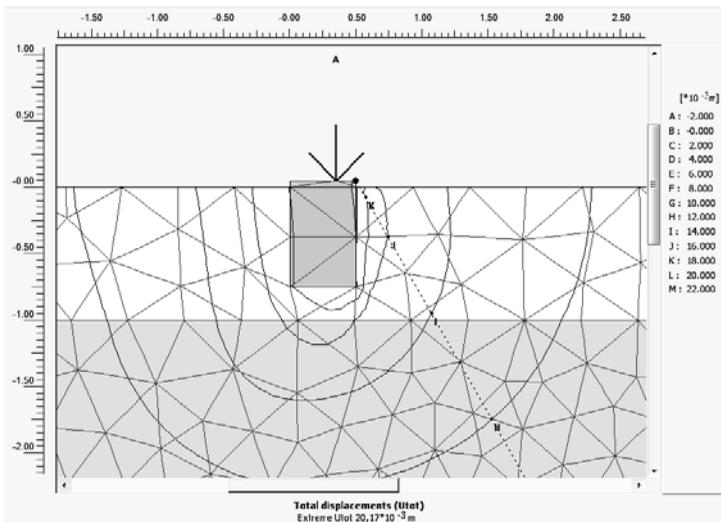


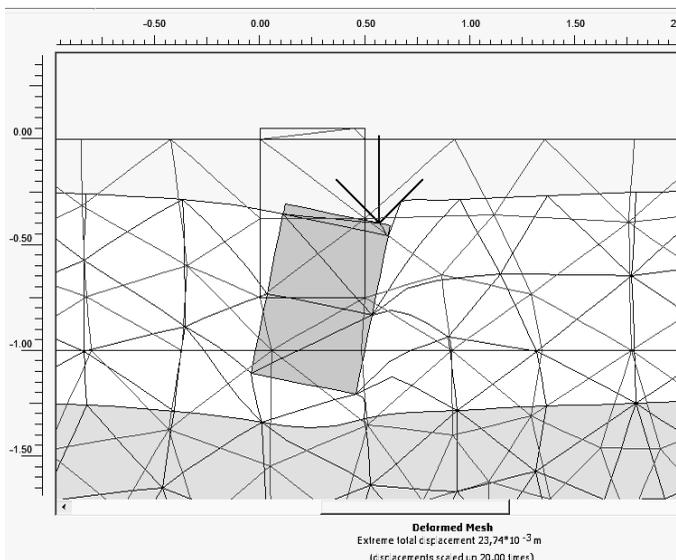
Рис. 3.8. Деформированное состояние среды и перемещение моделей при  $d = 50$  см;  $\lambda = 1,5$ ;  $F = 120$  кН;  $e_0 = 0,4$



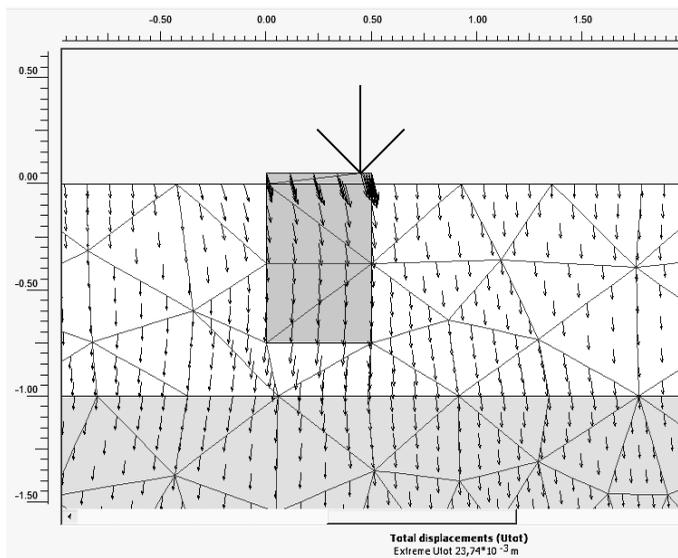
**Рис. 3.9.** Векторные линии полных перемещений точек грунтовой среды при  $d = 50$  см;  $\lambda = 1,5$ ;  $F = 120$  кН;  $e_0 = 0,4$



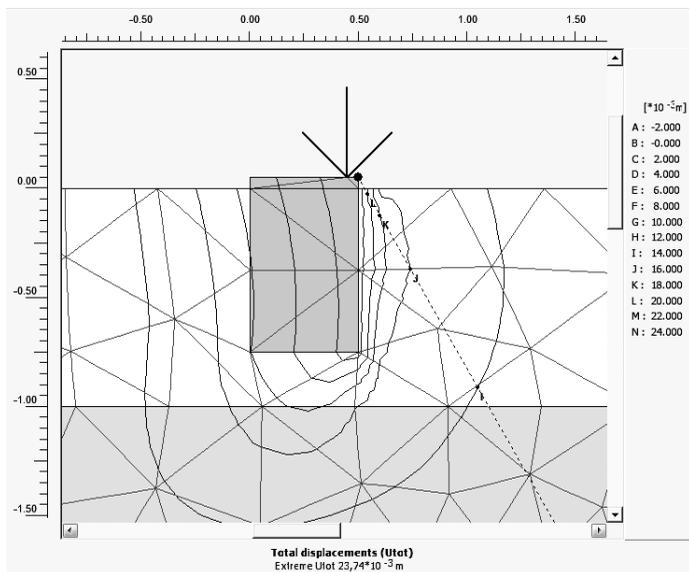
**Рис. 3.10.** Линии равных полных перемещений среды при  $d = 50$  см;  $\lambda = 1,5$ ;  $F = 120$  кН;  $e_0 = 0,4$



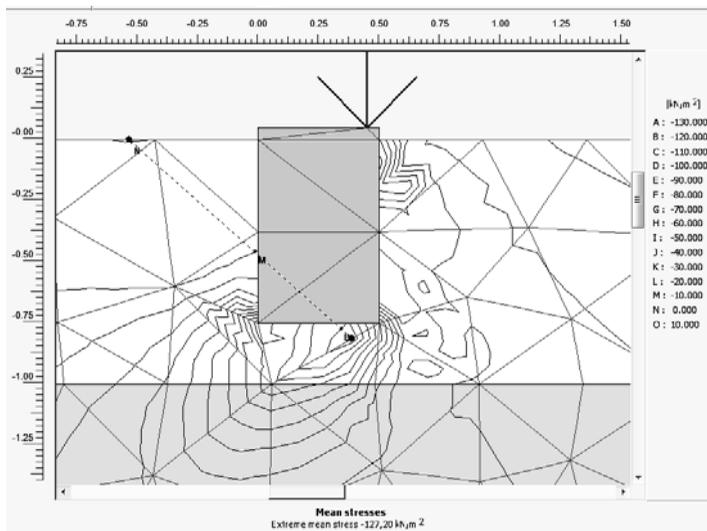
**Рис. 3.11. Деформированное состояние среды и перемещение моделей при  $d = 50$  см;  $\lambda = 1,5$ ;  $F = 120$  кН;  $e_0 = 0,8$**



**Рис. 3.12. Векторные линии полных перемещений точек грунтовой среды при  $d = 50$  см;  $\lambda = 1,5$ ;  $F = 120$  кН;  $e_0 = 0,8$**



**Рис. 3.13.** Линии равных полных перемещений среды при  $d = 50$  см;  $\lambda = 1,5$ ;  $F = 120$  кН;  $e_0 = 0,8$



**Рис. 3.14.** Линии равных полных напряжений среды при  $d = 50$  см;  $\lambda = 1,5$ ;  $F = 120$  кН;  $e_0 = 0,8$

### 3.6. Расчетные и экспериментальные данные

$e_0$	$\lambda$ (h/d)	$F$ , кН	Перемещения центра сечения моделей ( $s, u$ в мм; $i \cdot 10^{-2}$ )			Координаты мгновенной оси вращения				Относительные величины (расчет./экспер.)	
			расчетные ( $10^2$ )		экспериментальные	$\bar{z}_c$	$\bar{z}_{ce}$	$\bar{x}_{ce}$	$\bar{z}_c / \bar{z}_{ce}$		$\bar{x}_c / \bar{x}_{ce}$
			$s$	$u$							
0,4	1,5	60	13,82	-0,18	-0,03	-1,655	0,021				
0,4	1,5	100	16,72	-0,52	-0,09	-0,749	0,023				
0,4	1,5	120	18,95	-0,89	-0,19	-0,407	0,019				
0,4	1,5	160	26,00	-1,78	-0,57	-0,183	0,012				
0,5	1,5	60	13,83	-0,23	-0,04	-1,403	0,023	4,12	0,76	-0,34	0,03
0,5	1,5	100	16,88	-0,70	-0,12	-0,585	0,024	5,72	0,74	-0,10	0,03
0,5	1,5	120	19,21	-1,13	-0,23	-0,332	0,020	4,52	0,73	-0,07	0,03
0,5	1,5	160	26,41	-2,28	-0,70	-0,150	0,013				
0,8	1,5	60	13,88	-0,44	-0,06	-0,977	0,031				
0,8	1,5	100	17,47	-1,33	-0,22	-0,320	0,024				
0,8	1,5	120	20,37	-2,13	-0,46	-0,179	0,019				

Продолжение табл. 3.6

$e_0$	$\lambda$ ( $h/d$ )	$F$ , кН	Перемещения центра сечения моделей ( $s, u$ в мм; $i \cdot 10^{-2}$ )			Координаты мгновенной оси вращения			Относительные величины (расчет./экспер.)	
			$s$	$u$	$i$	расчетные ( $10^2$ )	экспериментальные	$s$		
										$s$
0,8	1,5	160	28,88	-4,45	-1,35	-0,086	0,013			
1,0	1,5	60	13,95	-0,60	-0,07	-0,770	0,033			
1,0	1,5	100	18,07	-1,97	-0,36	-0,199	0,022			
1,0	1,5	120	21,34	-3,19	-0,72	-0,118	0,018			
1,0	1,5	160	31,62	-7,32	-2,13	-0,059	0,014			
0,4	2,6	60	12,94	-0,10	-0,02	-3,297	0,026	3,66	0,68	-0,90
0,4	2,6	100	14,95	-0,21	-0,03	-2,392	0,034	5,71	0,69	-0,42
0,4	2,6	120	16,02	-0,30	-0,03	-2,154	0,040			0,04
0,4	2,6	160	19,10	-0,71	-0,07	-1,055	0,039			0,05
0,5	2,6	60	12,94	-0,14	-0,02	-2,807	0,030			
0,5	2,6	100	14,97	-0,30	-0,03	-2,099	0,042			
0,5	2,6	120	16,03	-0,39	-0,03	-1,843	0,045			

$e_0$	$\lambda$ ( $h/d$ )	$F$ , кН	Перемещения центра сечения моделей ( $s, u$ в мм; $i \cdot 10^{-2}$ )			Координаты мгновенной оси вращения			Относительные величины (расчет./экспер.)	
			расчетные ( $10^2$ )		экспериментальные	расчетные ( $10^2$ )		экспериментальные		
			$s$	$u$		$i$	$s$			$u$
0,5	2,6	160	19,27	-0,94	-0,09	-0,887	0,043			
0,8	2,6	60	12,95	-0,24	-0,03	-1,949	0,037			
0,8	2,6	100	14,98	-0,49	-0,04	-1,419	0,047			
0,8	2,6	120	16,06	-0,66	-0,05	-1,260	0,052			
0,8	2,6	160	19,92	-1,69	-0,14	-0,583	0,050			
1,0	2,6	60	12,95	-0,31	-0,03	-1,613	0,039			
1,0	2,6	100	15,00	-0,63	-0,05	-1,168	0,049			
1,0	2,6	120	16,18	-0,90	-0,07	-0,993	0,055			
1,0	2,6	160	20,49	-2,22	-0,19	-0,438	0,047			
0,4	2,8	60	12,81	-0,10	-0,01	-3,696	0,028	4,72	0,68	-0,78
0,4	2,8	100	14,75	-0,19	-0,02	-2,596	0,033	3,01	0,66	-0,86

Продолжение табл. 3.6

$e_0$	$\lambda (h/d)$	$F, \text{кН}$	Перемещения центра сечения моделей ( $s, u$ в мм; $i \cdot 10^{-2}$ )			Координаты мгновенной оси вращения			Относительные величины (расчет./экспер.)	
			$s$	$u$	$i$	расчетные ( $10^2$ )	экспериментальные	$s$	$u$	$i$
0,4	2,8	120	15,78	-0,27	-0,03	-2,392	0,041			
0,4	2,8	160	18,39	-0,56	-0,05	-1,490	0,046			
0,5	2,8	60	12,81	-0,13	-0,02	-3,149	0,032			
0,5	2,8	100	14,76	-0,26	-0,03	-2,243	0,039			
0,5	2,8	120	15,80	-0,36	-0,03	-2,064	0,047			
0,5	2,8	160	18,52	-0,76	-0,06	-1,221	0,050			
0,8	2,8	60	12,81	-0,23	-0,02	-2,191	0,040			
0,8	2,8	100	14,79	-0,47	-0,04	-1,587	0,050			
0,8	2,8	120	15,82	-0,62	-0,04	-1,433	0,056			
0,8	2,8	160	19,05	-1,46	-0,09	-0,810	0,062			
1,0	2,8	60	12,82	-0,30	-0,03	-1,815	0,042			

$e_0$	$\lambda$ ( $h/d$ )	$F$ , кН	Перемещения центра сечения моделей ( $s, u$ в мм; $i \cdot 10^{-2}$ )			Координаты мгновенной оси вращения			Относительные величины (расчет./экспер.)		
			расчетные ( $10^2$ )		экспериментальные	расчетные ( $10^2$ )		$s$			
			$s$	$u$		$i$	$s$			$u$	$i$
1,0	2,8	100	14,80	-0,60	-0,05	-1,312	0,053				
1,0	2,8	120	15,84	-0,78	-0,05	-1,179	0,058				
1,0	2,8	160	19,51	-1,93	-0,13	-0,609	0,060				
0,4	3,6	60	12,25	-0,08	-0,01	-5,517	0,038				
0,4	3,6	100	14,00	-0,16	-0,01	-3,825	0,044	7,37	0,68	-0,52	0,06
0,4	3,6	120	14,92	-0,22	-0,02	-3,465	0,051	6,40	0,68	-0,54	0,07
0,4	3,6	160	16,95	-0,37	-0,02	-2,990	0,065	6,00	0,67	-0,50	0,10
0,5	3,6	60	12,27	-0,11	-0,01	-4,725	0,043				
0,5	3,6	100	14,00	-0,21	-0,02	-3,279	0,049				
0,5	3,6	120	14,91	-0,28	-0,02	-2,969	0,056				
0,5	3,6	160	16,96	-0,48	-0,03	-2,603	0,074				

Окончание табл. 3.6

$e_0$	$\lambda$ (h/d)	$F$ , кН	Перемещения центра сечения моделей ( $s, u$ в мм; $i \cdot 10^{-2}$ )			Координаты мгновенной оси вращения			Относительные величины (расчет./экспер.)		
			$s$	$u$	$i$	расчетные ( $10^2$ )	экспериментальные	$s$	$u$	$i$	
0,8	3,6	60	12,27	-0,19	-0,01	-3,291	0,052				
0,8	3,6	100	14,02	-0,37	-0,02	-2,319	0,062	8,61	0,68	-0,27	0,09
0,8	3,6	120	14,94	-0,50	-0,03	-2,113	0,071	6,61	0,67	-0,32	0,11
0,8	3,6	160	17,03	-0,83	-0,04	-1,841	0,090	7,06	0,66	-0,26	0,14
1,0	3,6	60	12,27	-0,25	-0,02	-2,740	0,056				
1,0	3,6	100	14,02	-0,48	-0,03	-1,929	0,066				
1,0	3,6	120	14,94	-0,63	-0,03	-1,745	0,074				
1,0	3,6	160	17,10	-1,09	-0,05	-1,491	0,095				

$$\bar{x}_c = \frac{u}{iR}; \quad \bar{z}_c = \frac{s}{iR}$$

### 3.7. Функции зависимости координат мгновенной оси вращения моделей от относительной глубины заложения моделей $\lambda$ и относительного эксцентриситета $e_0$ при $d = 50$ см

$F$ , кН	$e_0$	Координаты мгновенной оси вращения расчетных моделей	
		$\bar{z}_c$	$\bar{x}_c$
100	0,4	$\bar{z}_c = -0,421\lambda^3 + 3,268\lambda^2 - 9,464\lambda + 7,513$	$\bar{x}_c = 0,014\lambda^3 - 0,109\lambda^2 + 0,274\lambda - 0,19$
100	0,5	$\bar{z}_c = -0,513\lambda^3 + 4,041\lambda^2 - 11,326\lambda + 9,043$	$\bar{x}_c = 0,024\lambda^3 - 0,191\lambda^2 + 0,48 - 0,355$
100	0,8	$\bar{z}_c = -0,094\lambda^3 + 0,775\lambda^2 - 2,956\lambda + 2,689$	$\bar{x}_c = -0,003\lambda^2 + 0,031\lambda - 0,016$
100	1,0	$\bar{z}_c = -0,084\lambda^3 + 0,704\lambda^2 - 2,685\lambda + 2,527$	$\bar{x}_c = -0,004\lambda^2 + 0,041\lambda - 0,031$

### 3.8. Функции зависимости координат мгновенной оси вращения моделей от относительной глубины заложения моделей $\lambda$ и относительного эксцентриситета $e_0$ при $d = 50$ см

$F$ , кН	$\lambda$	Координаты мгновенной оси вращения расчетных моделей	
		$\bar{z}_c$	$\bar{x}_c$
60	1,5	$\bar{z}_c = 3,287e_0^3 - 8,333e_0^2 + 8,0144e_0 - 3,737$	$\bar{x}_c = -0,049e_0^3 + 0,086e_0^2 - 0,024e_0 + 0,020$
100	1,5	$\bar{z}_c = 2,25e_0^3 - 5,721e_0^2 + 5,417e_0 - 2,144$	$\bar{x}_c = -0,007e_0^3 - 0,012e_0^2 + 0,026e_0 + 0,015$

$F$ , кН	$\lambda$	Координаты мгновенной оси вращения расчетных моделей	
		$\bar{z}_c$	$\bar{x}_c$
120	1,5	$\bar{z}_c = 0,332 e_0^3 - 1,176 e_0^2 + 1,612 e_0 - 0,885$	$\bar{x}_c = 0,022 e_0^3 - 0,056 e_0^2 + 0,041 e_0 + 0,010$
160	1,5	$\bar{z}_c = 0,191 e_0^3 - 0,606 e_0^2 + 0,756 e_0 - 0,401$	$\bar{x}_c = 0,022 e_0^3 - 0,047 e_0^2 + 0,033 e_0 + 0,005$
60	2,6	$\bar{z}_c = 4,536 e_0^3 - 12,794 e_0^2 + 13,64 e_0 - 6,997$	$\bar{x}_c = 0,007 e_0^3 - 0,04 e_0^2 + 0,066 e_0 + 0,006$
100	2,6	$\bar{z}_c = -0,583 e_0^3 - 0,682 e_0^2 + 3,904 e_0 - 3,808$	$\bar{x}_c = 0,229 e_0^3 - 0,538 e_0^2 + 0,420 e_0 - 0,063$
120	2,6	$\bar{z}_c = 2,848 e_0^3 - 7,76 e_0^2 + 8,357 e_0 - 4,437$	$\bar{x}_c = 0,102 e_0^3 - 0,242 e_0^2 + 0,206 e_0 - 0,010$
160	2,6	$\bar{z}_c = 1,831 e_0^3 - 4,795 e_0^2 + 4,884 e_0 - 2,359$	$\bar{x}_c = -0,04 e_0^3 + 0,028 e_0^2 + 0,036 e_0 + 0,023$
60	2,8	$\bar{z}_c = 5,062 e_0^3 - 14,278 e_0^2 + 15,23 e_0 - 7,827$	$\bar{x}_c = 0,007 e_0^3 - 0,042 e_0^2 + 0,07 e_0 + 0,007$
100	2,8	$\bar{z}_c = 2,88 e_0^3 - 8,25 e_0^2 + 9,196 e_0 - 5,139$	$\bar{x}_c = 0,003 e_0^3 - 0,053 e_0^2 + 0,103 e_0 + 0,0002$
120	2,8	$\bar{z}_c = 2,114 e_0^3 - 6,523 e_0^2 + 7,857 e_0 - 4,626$	$\bar{x}_c = 0,097 e_0^3 - 0,253 e_0^2 + 0,231 e_0 - 0,017$

F, кН	$\lambda$	Координаты мгновенной оси вращения расчетных моделей	
		$\bar{z}_c$	$\bar{x}_c$
160	2,8	$\bar{z}_c = 4,265 e_0^3 - 10,549 e_0^2 + 9,583 e_0 - 3,909$	$\bar{x}_c = -0,15 e_0^3 + 0,249 e_0^2 - 0,091 e_0 + 0,052$
60	3,6	$\bar{z}_c = 6,332 e_0^3 - 18,616 e_0^2 + 20,81 e_0 - 11,27$	$\bar{x}_c = 0,05 e_0^3 - 0,136 e_0^2 + 0,143 e_0 - 0,0007$
100	3,6	$\bar{z}_c = 5,261 e_0^3 - 14,602 e_0^2 + 15,395 e_0 - 7,98$	$\bar{x}_c = -0,017 e_0^3 - 0,004 e_0^2 + 0,067 e_0 + 0,019$
120	3,6	$\bar{z}_c = 5,424 e_0^3 - 14,5 e_0^2 + 14,705 e_0 - 7,374$	$\bar{x}_c = -0,133 e_0^3 + 0,229 e_0^2 - 0,076 e_0 + 0,053$
160	3,6	$\bar{z}_c = 2,867 e_0^3 - 8,181 e_0^2 + 9,48 e_0 - 5,656$	$\bar{x}_c = 0,03 e_0^3 - 0,135 e_0^2 + 0,191 e_0 + 0,008$
F, кН	$e_0$	$\bar{z}_c$	$\bar{x}_c$
100	0,4	$\bar{z}_c = -0,421\lambda^3 + 3,268\lambda^2 - 9,464\lambda + 7,513$	$\bar{x}_c = 0,014\lambda^3 - 0,109\lambda^2 + 0,274\lambda - 0,19$
100	0,5	$\bar{z}_c = -0,513\lambda^3 + 4,041\lambda^2 - 11,326\lambda + 9,043$	$\bar{x}_c = 0,024\lambda^3 - 0,191\lambda^2 + 0,48 - 0,355$
100	0,8	$\bar{z}_c = -0,094\lambda^3 + 0,775\lambda^2 - 2,956\lambda + 2,689$	$\bar{x}_c = -0,003\lambda^2 + 0,031\lambda - 0,016$
100	1	$\bar{z}_c = -0,084\lambda^3 + 0,704\lambda^2 - 2,685\lambda + 2,527$	$\bar{x}_c = -0,004\lambda^2 + 0,041\lambda - 0,031$

### 3.4. РАСЧЕТ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ФУНДАМЕНТОВ ПО МАТЕРИАЛУ

В [105, 111] приведены экспериментальные данные о распределении контактных напряжений, а в [107, 108] – уравнения нормальных и касательных напряжений при действии силы  $F$ , находящейся в плоскости, проходящей через ось фундамента. Эти уравнения составлены для цилиндрической системы координат  $O(r, \alpha, z)$ . Точка с координатами  $(x, y, z)$  обозначается  $(R, \alpha, z)$ , где  $x = R \cos \alpha$ ,  $y = R \sin \alpha$ .

Предварительно устанавливаем  $2n$  арматуры с шагом  $\beta = \pi/n$ , защитный слой толщиной  $t$  мм.

Рассмотрим равновесия сектора  $i$ -й арматуры  $(R - t, i\beta, z)$  при действии силы  $F$ , находящейся в плоскости, проходящей через ось фундамента (рис 3.15).

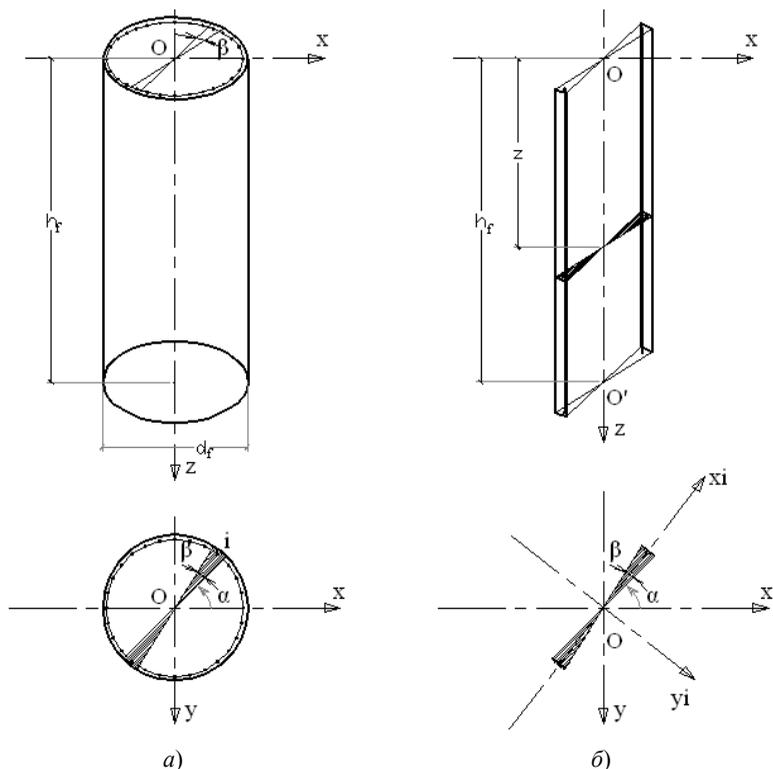


Рис. 3.15. Общий вид фундамента:  
а – общий вид; б – элемент  $i$ -го сектора

Определим эпюры:

– нормальных напряжений

$$\sigma_{R(z, \beta)} \text{ (при } \alpha = i\beta) = (az^2 - (0,62a + 0,98)z - 0,98a + 0,43) \cos^3(i\beta); \quad (3.22)$$

– касательных напряжений

$$\tau_{R\beta} = (az^2 - (0,62a + 0,98)z - 0,98a + 0,43) \sin(i\beta) \cos^2(i\beta); \quad (3.23)$$

$$\tau_{z, \beta} = f[az^2 - (0,62a + 0,98)z - 0,98a + 0,43] \cos^2(i\beta). \quad (3.24)$$

Напряжения на подошве:

$$\sigma_z = \frac{(fF \cos \delta - F \sin \delta)}{(f^2 - 1)\pi R^2} \left(1 + 4e_0 \frac{x}{R}\right) = \frac{(fF \cos \delta - F \sin \delta)}{(f^2 - 1)\pi R^2} (1 + 4e_0 \cos(i\beta)); \quad (3.25)$$

$$\tau_z = f \frac{(fF \cos \delta - F \sin \delta)}{(f^2 - 1)\pi R^2} \left(1 + 4e_0 \frac{x}{R}\right) = f \frac{(fF \cos \delta - F \sin \delta)}{(f^2 - 1)\pi R^2} (1 + 4e_0 \cos(i\beta)), \quad (3.26)$$

где 
$$a = \left[ \frac{-2F}{(f^2 - 1)} + 0,49h^2 - 0,43h \right] / (h^3 / 3 - 0,31h^2 - 0,98h). \quad (3.27)$$

Рассмотрим некоторые случаи распределения контактных напряжений (рис. 3.16, 3.17).

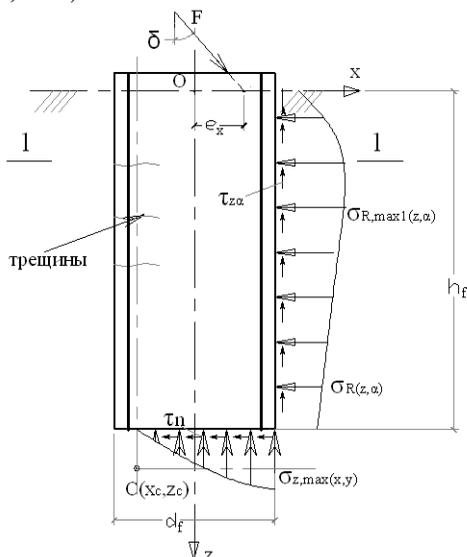
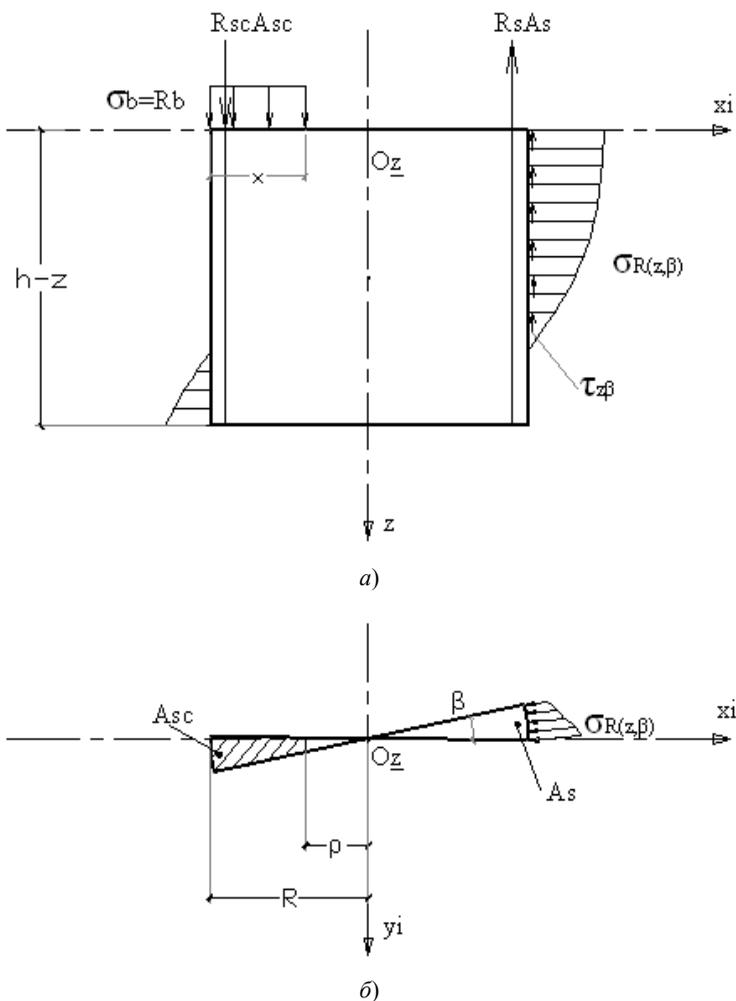


Рис. 3.16. Случай распределения контактных напряжений при первой схеме расположения центра вращения фундамента





**Рис. 3.18. Эпюра напряжения элемента  $i$ -го сектора:**

$a$  – продольный разрез;  $b$  – поперечный разрез элемента  $i$ -го сектора

Предварительно распределение контактных напряжений элемента  $i$ -го сектора показано на рис. 3.18.

Сжатая зона бетона элемента  $i$ -го сектора

$$dA = \beta(R^2/2 - \rho^2/2). \quad (3.28)$$

Сумма моментов относительно точки  $O_z$  на плоскости  $x_i O_z$

$$\int_z^h \left( \int_0^\beta (R/2\tau_{z,\beta}) d\alpha R \right) dz + R_s A_s (r-t) + R_{sc} A_{sc} (R-t) + R_b \beta (R^2 - \rho^2) = 0. \quad (3.29)$$

Из этого уравнения находим величину  $\rho$  (рис. 3.18, б):

$$\rho^2(z, \beta) = R^2 - \{R_s A_s (R-t) + R_{sc} A_{sc} (R-t) + R^2/8 (2\beta + \sin 2\beta) \times \\ \times f[(a/3)(h^3 - z^3) - (0,62a + 0,98)(h^2/2 - z^2/2)]\} / (Rb\beta). \quad (3.30)$$

Высота сжатой зоны бетона  $x = (R - \rho)$  в соответствии со схемой армирования сваи показана на рис. 3.19.

Здесь  $a_s, a_{sw}$  – толщины защитных слоев соответственно для продольной и поперечной арматур, определяется по [7].

Принимаем:  $\sigma_b = R_b$ ;  $\sigma_{bt} = 0$ ;  $\sigma_s = R_s$ ;  $\sigma_{sc} = R_{sc}$ ;  $R_s = R_{sc}$ ;

$$a_{crc} \leq [a_{crc}]; s \leq [s]; u \leq [u]; i \leq [i]; \\ \sigma_{R(z,\beta)\max 1} \leq R_u; \sigma_{z(x,y)\max} \leq R_h, \quad (3.31)$$

где  $a_{crc}$ ,  $[a_{crc}]$  – фактическое и предельно допустимое значения ширины раскрытия трещин;  $s$ ,  $[s]$ ;  $u$ ,  $[u]$ ;  $i$ ,  $[i]$  – фактическое и предельно допустимое значения осадки, горизонтального перемещения и крена фундаменты;  $R_u$  – расчетное горизонтальное сопротивление грунта;  $R_u = \xi R_h$ ,  $\xi < 1$ ;  $R_h$  – расчетное вертикальное сопротивление грунта под подошвой.

Так как  $R_h$  теряет первоначальный смысл, то целесообразно в будущем перейти на более современный подход к его определению, например с использованием методик, изложенных в [163].

Значения  $[a_{crc}]$ ;  $[s]$ ;  $[u]$ ;  $[i]$  приняты по СНиП 2.03.01–84\* и СНиП 2.02.01–83 (1995) – Основания зданий и сооружений.

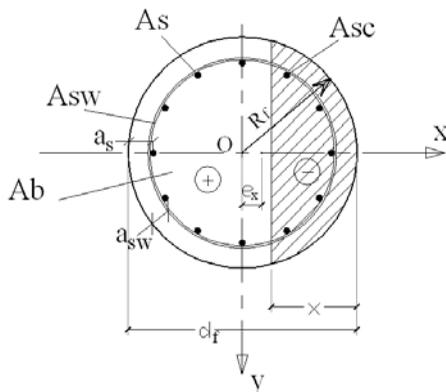


Рис. 3.19. Схема армирования сваи

### Порядок расчета:

- 1) назначаем  $h, R, a_{sw}, a_s$ ;
- 2) определяем напряжения  $\sigma_{R(z, \beta)}$ ;  $\tau_{R\beta}$ ;  $\tau_{z, \beta}$ ;  $\sigma_z$ ;  $\tau_z$  по формулам (3.22) – (3.26);
- 3) назначаем  $R_b$  и вычисляем по СНиП 2.03.01–84\*  $\xi_R$  и  $x = \xi_R R$ ;
- 4) определяем  $\rho = (R - x)$ ;
- 5) принимаем по (3.30)  $z = 0$ ;  $\beta = \pi$  при  $\rho = \rho_{\max}$ ;
- 6) вычисляем площадь поперечного сечения арматуры:

$$\sum (A_{sc} + A_s) = \frac{[R^2 - \rho^2 R_b \beta - R^2/8 \cdot 2\pi f(a/2)h^3 - (0,62a + 0,98)h^2/2]}{(A_s(R - a_s))}, \quad (3.32)$$

- 7) по сортаменту арматуры определяем ее диаметр по формуле

$$d_s \approx 2\sqrt{(\sum A_s + \sum A_{sc})/(2\pi n)}. \quad (3.33)$$

### ВЫВОДЫ К ГЛАВЕ 3

- При известной эпюре контактных напряжений и соответствующем коэффициенте постели можно приближенно определить осадки и перемещения фундамента по гипотезе Фусса–Винклера:

$$s_x = \sigma_z/k_s; u_i = \sigma_x(z)/k_i.$$

- При проектировании рамных систем особое внимание уделяется ограничению горизонтальных перемещений фундаментов. Величина их зависит от вида и состояния грунта основания, параметров нагружения, конструктивных решений здания, фундамента, узлов сопряжения и др. Предложенная методика расчета горизонтального перемещения с использованием подхода А. С. Симвулиди позволяет с достаточной для практики точностью вычислить потенциальные величины горизонтальных перемещений, например распорных систем. Регулированием параметров  $e_0, \delta, \lambda, d$  можно добиться требуемых величин перемещений.

- Вокруг нагруженного фундамента глубокого заложения возникают области деформирования, удаленные от поверхности конструкций до (3..4) $d$ . Вследствие этого проявляется взаимное влияние рядом расположенных конструкций. Осадки фундаментов зависят не только от величины вертикальной силы, но и эксцентриситета и относительной глубины заложения.

- При увеличении нагрузки, значения относительных координат мгновенной оси вращения уменьшаются; при увеличении глубины заложения фундамента, значения вертикальных относительных координат мгновенной оси вращения уменьшаются, а горизонтальных относительных координат увеличиваются; полученные функциональные зависимости могут быть использованы при расчете и проектировании.

Ограничение перемещений фундаментов в местах сопряжения с вышерасположенными конструкциями приводит к изменению положения осей вращения и сопутствующих параметров, например эпюр контактных напряжений [107].

- В основу предложенного метода расчета фундаментов по материалу, а также [108, 109] приняты результаты полунатурных экспериментов [105, 111], выполненных с тензомоделью фундаментов. Это позволяет приближенно учесть влияние нормальных и касательных напряжений по всей контактной поверхности. Расчет несущей способности по грунту, материалу фундамента и перемещениям ( $s$ ,  $u$ ,  $i$ ) центра тяжести в уровне поверхности при сложных схемах нагружения сведен к решению более простых плоских задач.

## Глава 4

# ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ ФУНДАМЕНТОВ И ХАРАКТЕРЫ ДЕФОРМИРОВАНИЯ ГРУНТОВОЙ СРЕДЫ НА БАЗЕ МОДЕЛИ PLAXIS 8.X

### 4.1. ЗАВИСИМОСТЬ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ ФУНДАМЕНТА ОТ ЭКСЦЕНТРИСИТЕТА СИЛЫ

Особенностью буронабивных фундаментов является то, что при их изготовлении окружающий грунт не изменяет свои свойства. При принятых размерах фундаменты жесткие. Измерить перемещения окружающего грунта не представляется возможным.

Выполнены расчеты осадок подошвы фундамента радиусом 2 м, глубиной 16 м и вертикальных перемещений грунта вокруг фундамента. Основание представлено двумя слоями пластичной супеси и среднезернистого песка средней плотности (табл. 4.1, рис. 4.1).

Нагрузку увеличивали ступенями по  $0,25F_{\max}$  ( $F_{\max} = 500$  кН). Эксцентриситет вертикальной силы принимали равным: 0; 0,25; 0,5; 0,75. Соответственно осадки подошвы получены равными (мм): 2,58; 2,32; 1,13; 1,25.

Картины деформирования основания приведены на рис. 4.2. – 4.5.

#### 4.1. Физико-механические характеристики грунта

№ слоя	Наименование	$\rho_s$ , г/см <sup>3</sup>	$\rho$ , г/см <sup>3</sup>	$w$	$e$	$\varphi$ , град	$E$ , МПа	$C$ , МПа	$\rho_{sat}$ , г/см <sup>3</sup>
1	супесь	2,69	1,98	0,105	0,501	26	12,2	0,018	2,126
2	песок	2,66	1,71	0,045	0,626	34	10	0,01	2,021

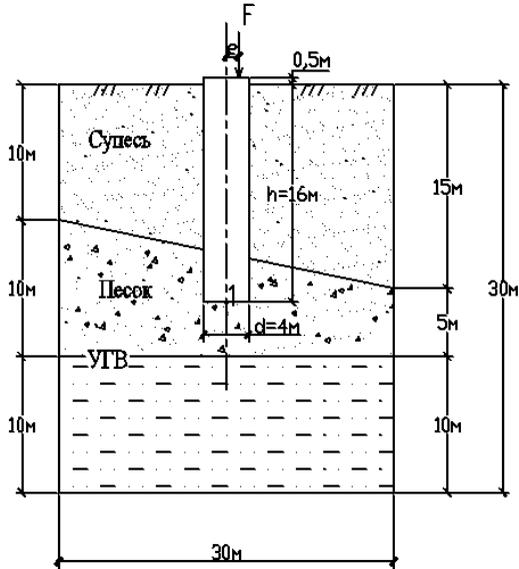


Рис. 4.1. Инженерно-геологический разрез площадки

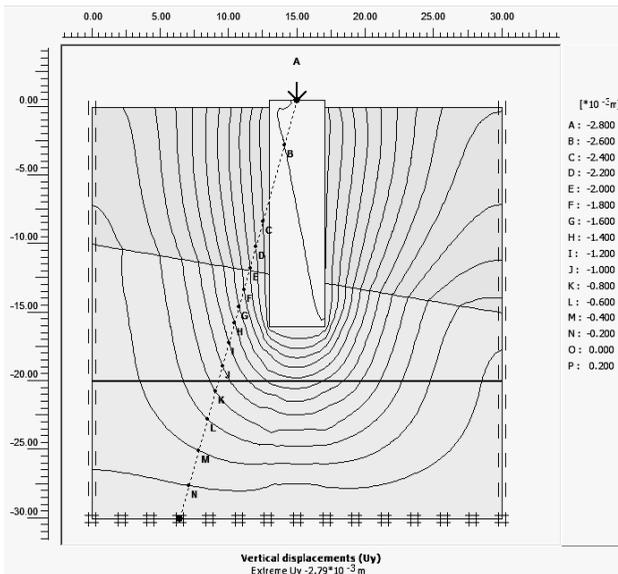


Рис. 4.2. Линии равных вертикальных перемещений основания при эксцентриситете нагрузки  $e = 0$

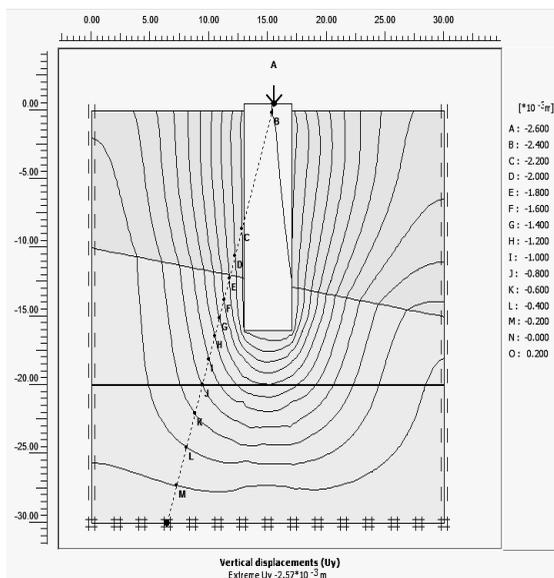


Рис. 4.3. Линии равных вертикальных перемещений основания при эксцентриситете нагрузки  $e = 0,25R$

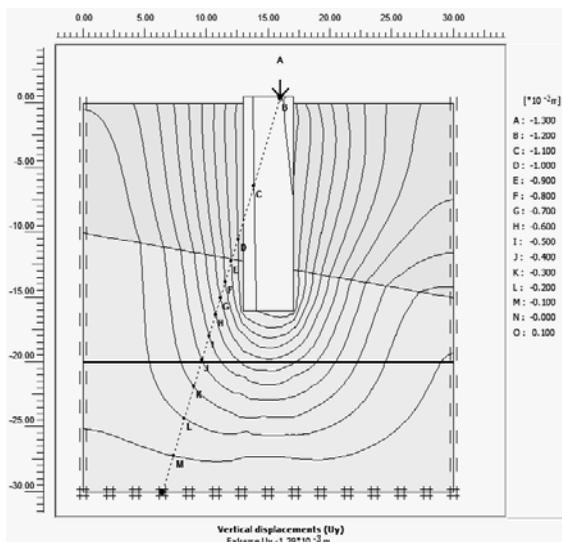
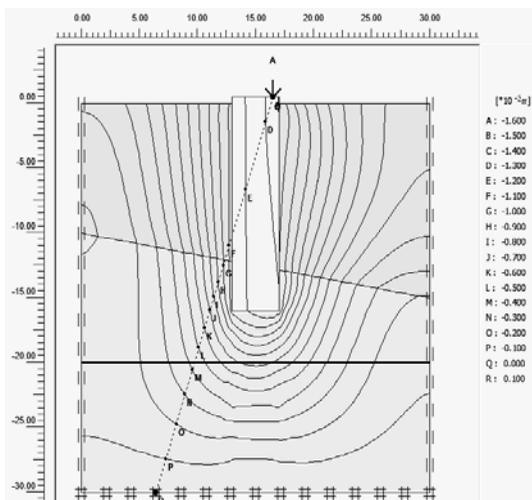


Рис. 4.4. Линии равных вертикальных перемещений основания при эксцентриситете нагрузки  $e = 0,5R$

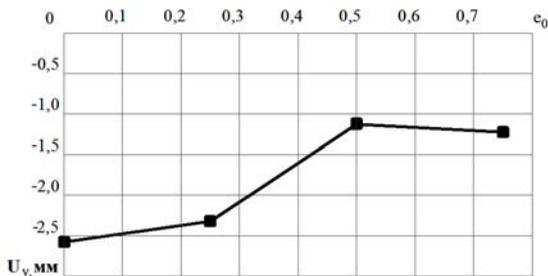


**Рис. 4.5. Линии равных вертикальных перемещений основания при эксцентриситете нагрузки  $e = 0,75R$**

Вычисленные величины вертикальных составляющих перемещений дна скважины (точка *I* на рис. 4.1) в зависимости от относительных эксцентриситетов показали (табл. 4.2, рис. 4.6), что минимум функции  $u_y = u_y(e_0)$  получен при  $e_0 = 0,75$ .

#### 4.2. Значения вертикального перемещения в точке 1 (дно фундамента)

Эксцентриситет $e_0 = e/R$	0	0,25	0,5	0,75
Вертикальное перемещение $u_y$ , мм	-2,58	-2,32	-1,13	-1,23



**Рис. 4.6. Зависимость между вертикальными перемещениями и эксцентриситетами**

## 4.2. ЗАВИСИМОСТЬ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ ФУНДАМЕНТА ОТ УГЛА НАКЛОНА СИЛЫ

Рассмотрим результаты экспериментов, выполненных с тензомоделью  $d = 50$  см;  $h = 180$  см на песке средней плотности:  $\varphi = 28^\circ$ ,  $C = 3$  кПа,  $f = 0,03$  МПа,  $E = 33$  МПа,  $\rho = 1,6$  г/см<sup>3</sup>,  $F = 1$  кН.

Выполним серии экспериментов с разными углами наклона нагрузки  $\delta = -15; -30; -45; -60; -90; 0; 15; 30; 45; 60; 90^\circ$  (при  $e_0 = 0; 0,4$ ). Результаты приведены в таб. 4.3 (см. прил. 1).

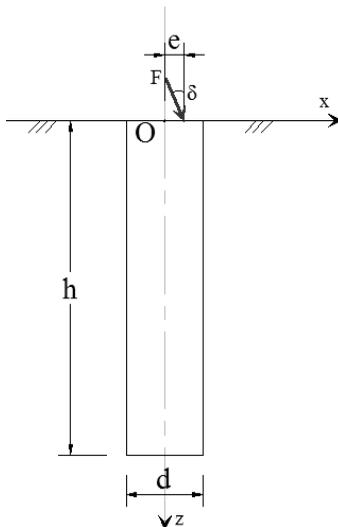


Рис. 4.7. Расчетная схема

### 4.3. Значения перемещений точки $O$ буронабивного фундамента при $d = 50$ см; $h = 180$ см

$\Delta$ , град	Перемещения $\cdot 10^{-6}$ м					
	$x$	$y$	$u_x$	$u_y$	$D_{ux}$	$D_{uy}$
90	5	0	-270	236	-0,49	8,01
60	5	0	-91	10,2	-5,2	0,608
45	5	0	-58	-17	-15	-4,5
30	5	0	-33	-29	-7	-6,1
15	5	0	-15	-34	-2,9	-6,4
0	5	0	-0,012	-35	-0,002	-4,4

Зависимость между углами наклона нагрузки и горизонтальными, вертикальными перемещениями приведена на рис. 4.8, 4.9.

Аппроксимирующая функция  $u_x = u_x(\delta)$  имеет вид

$$u_x(10^{-6} \text{ м}) = -0,000008\delta^4 + 0,0008\delta^3 - 0,034\delta^2 - 0,59\delta - 0,124. \quad (4.1)$$

Решим дифференциальное уравнение  $f'_2(\delta) = 0$ , получим оптимальное значение  $\delta$ :  $15,1^\circ$ ;  $29,9^\circ$ , при котором горизонтальное перемещение достигает минимума.

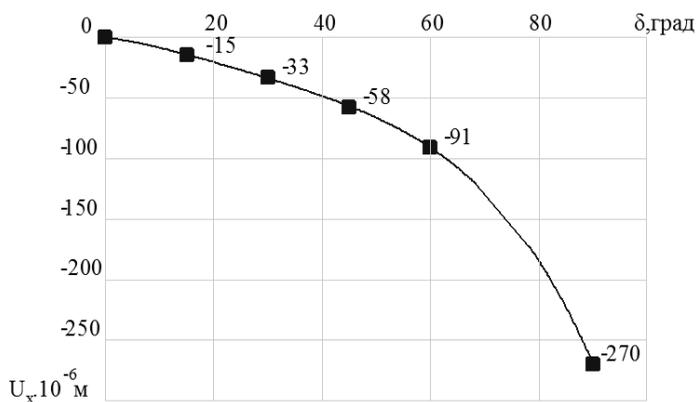


Рис. 4.8. График зависимости между углами наклона нагрузки  $\delta$  и горизонтальными перемещениями  $u_x$

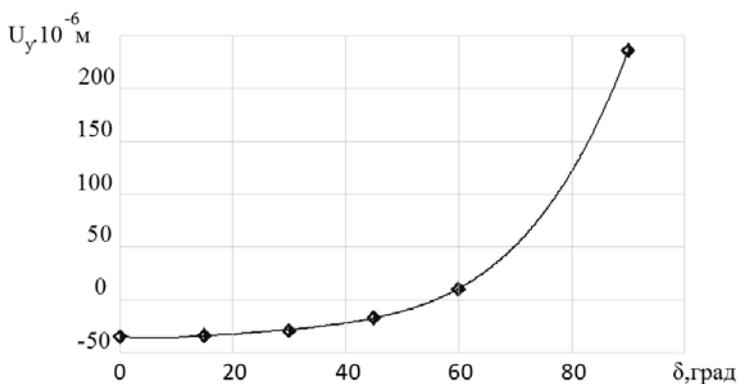


Рис. 4.9. График зависимости между углами наклона нагрузки  $\delta$  и вертикальными перемещениями  $u_y$

Аппроксимирующая функция  $u_y = u_y(\delta)$  имеет вид

$$u_y(10^{+6} \text{ м}) = 0,00001\delta^4 - 0,001\delta^3 + 0,041\delta^2 - 0,386\delta - 34,925. \quad (4.2)$$

Решим дифференциальное уравнение  $f'_3(\delta) = 0$ , получим оптимальное значение  $\delta$ :  $39,53^\circ$ , при котором вертикальное перемещение достигает минимума.

### 4.3. ЗАВИСИМОСТЬ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ ОТ ГЛУБИНЫ ЗАЛОЖЕНИЯ ФУНДАМЕНТА

Задачей исследования являлось определение напряжено-деформированного состояния основания буронабивного фундамента при действии горизонтальной силы и сравнение с результатами экспериментов [111] при следующих начальных характеристиках послойно уплотненного маловлажного мелкозернистого песка при  $\varphi = 32^\circ$ ,  $C = 2$  кПа,  $f = 0,03$  МПа,  $E = 22$  МПа,  $\rho = 1,74$  г/см<sup>3</sup>,  $\lambda = h/d = 8$  и 10 ( $d$  – диаметр фундамента,  $h$  – глубина заложения).

Предусматривалось получить ряд решений о перемещениях среды и фундаментов с помощью программы Plaxis 8.x на действие горизонтальной нагрузки и сравнить с результатами испытаний [78, 111]. Аналогичная задача при других схемах нагружения рассматривалась в [93].

Расчетные данные получены с помощью программы Plaxis 8.x (рис. 4.10 – 4.13, табл. 4.4, прил. 2).

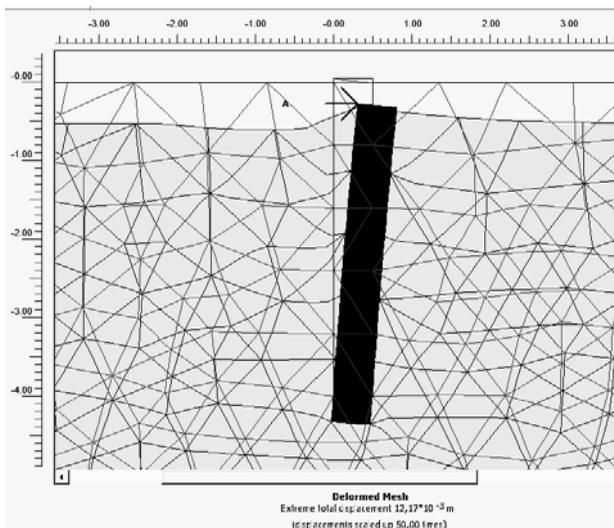
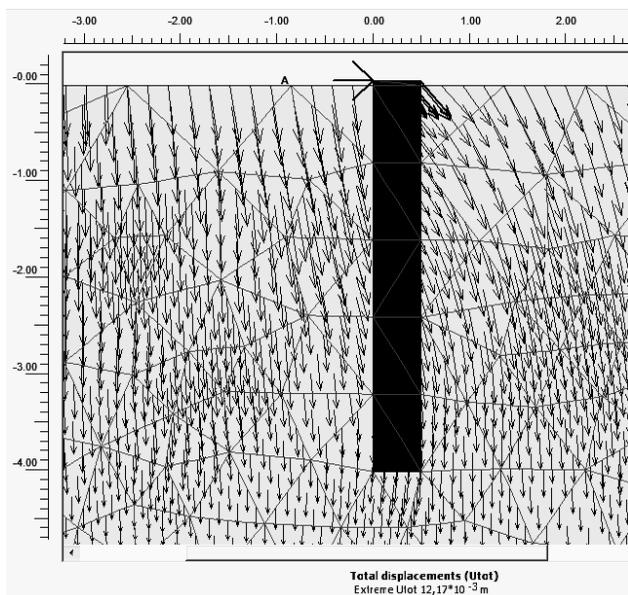
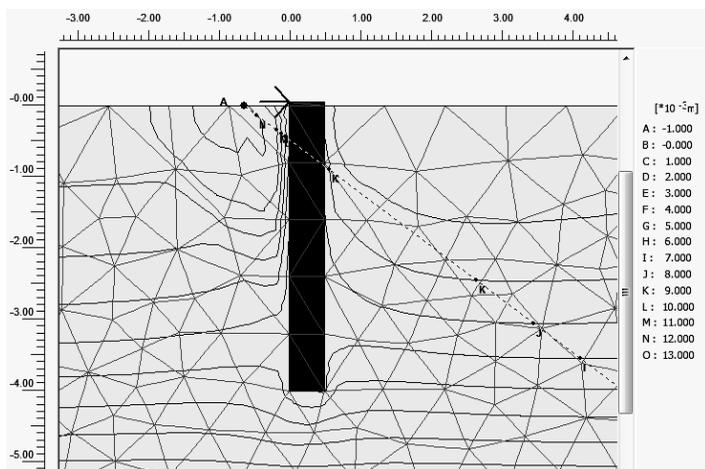


Рис. 4.10. Деформированное состояние среды и перемещение моделей при  $d = 50$  см;  $\lambda = 8$ ;  $Q = 50$  кН



**Рис. 4.11. Векторные линии полных перемещений среды при  $d = 50$  см;  $\lambda = 8$ ;  $Q = 50$  кН**



**Рис. 4.12. Линии равных полных перемещений среды при  $d = 50$  см;  $\lambda = 8$ ;  $Q = 50$  кН**

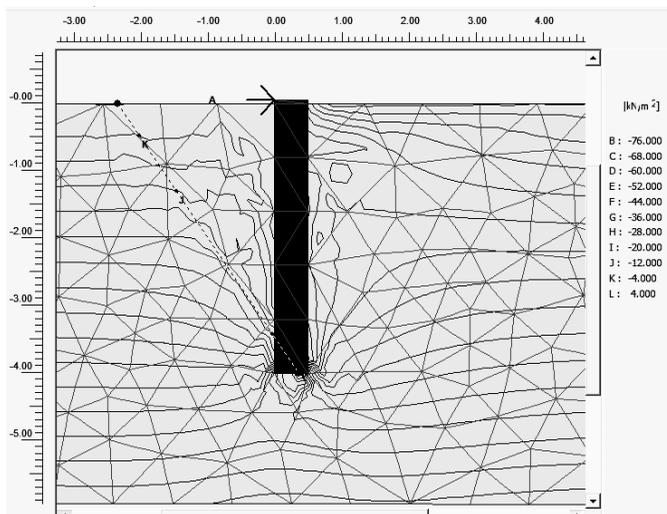


Рис. 4.13. Линии равных полных напряжений среды при  $d = 50$  см;  $\lambda = 8$ ;  $Q = 50$  кН

#### 4.4. Величины перемещений и координат мгновенной оси вращения фундаментов

$\lambda$	$Q$ , кН	Перемещения центра сечения в уровне поверхности ( $s$ , $u$ , мм)					Координаты мгновенной оси вращения	
		опытные	расчетные			относит. величины	$\overline{x_{c2}}$	$\overline{z_{c2}}$
			$u_1$	$s_2$	$u_2$			
4	30		7,88	-6,21	-1,45		1,7	-2,2
4	50		-13,03	-99,12	-12,69		3,1	0,4
6	30		7,76	-0,64	-0,32		0,8	-9,8
6	50		7,02	-5,70	-0,99		2,3	-2,8
6	70		-0,94	-42,11	-4,12		4,1	0,1
8	30	-3	6,66	-0,66	-0,18	0,22	1,5	-15
8	50	-4,8	5,98	-1,73	-0,38	0,36	1,8	-6,3
8	70	-7	5,42	-5,65	-0,77	0,81	2,9	-2,8
8	100	-9,5	3,54	-25,86	-2,27	2,72	4,6	-0,6

$\lambda$	$Q$ , кН	Перемещения центра сечения в уровне поверхности ( $s, u$ , мм)					Координаты мгновенной оси вращения	
		опытные	расчетные			относит. величины	$\overline{x_{c2}}$	$\overline{z_{c2}}$
			$u_1$	$s_2$	$u_2$			
10	30	-2	4,71	-0,65	-0,12	0,32	2,1	-15,3
10	50	-3	4,28	-1,28	-0,25	0,43	2,1	-7,0
10	70	-4	3,87	-2,27	-0,40	0,57	2,3	-3,9
10	100	-5	3,39	-6,93	-0,78	1,39	3,5	-1,7
10	150	-6	2,79	-20,25	-1,58	3,38	5,1	-0,7

$$\overline{x_{c2}} = \frac{u_2}{i_2 R}; \quad \overline{z_{c2}} = \frac{s_2}{i_2 R}$$

Положение координат мгновенной оси вращения моделей при  $\lambda = 8; 10$  показано на рис. 4.14.

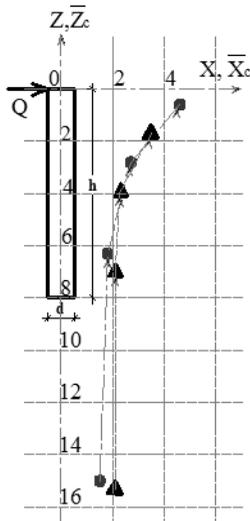


Рис. 4.14. Расположение мгновенной оси вращения моделей

при  $d = 50$  см;  $\lambda = 8$  (●),  $10$  (▲);  $Q$  (кН):

1 – 30; 2 – 50; 3 – 70; 4 – 100

**4.5. Функции зависимости относительных координат  
мгновенной оси вращения моделей от относительной глубины  
заложения  $\lambda$  при  $d = 50$  см**

$Q$ , кН	Координаты мгновенной оси вращения расчетных моделей	
	$\overline{x_{c2}}$	$\overline{z_{c2}}$
30	$\overline{x_{c2}} = 0,0005\lambda^3 - 0,0058\lambda^2 - 0,0173\lambda + 0,1093$	$\overline{z_{c2}} = -0,0003\lambda^3 + 0,0008\lambda^2 - 0,0595\lambda + 0,1476$
50	$\overline{x_{c2}} = 0,0006\lambda^3 - 0,0118\lambda^2 + 0,0531\lambda - 0,0607$	$\overline{z_{c2}} = 0,00008\lambda^3 - 0,0009\lambda^2 - 0,0007\lambda + 0,0441$
70	$\overline{x_{c2}} = 0,0023\lambda^2 - 0,0473\lambda + 0,2007$	$\overline{z_{c2}} = 0,0006\lambda^2 - 0,014\lambda + 0,1037$

Функции зависимости относительных координат мгновенной оси вращения моделей от относительной глубины заложения  $\lambda$  при разных значениях горизонтальной нагрузки приведены в табл. 4.5.

**4.4. СРАВНЕНИЕ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ДАННЫХ  
С РАСЧЕТНЫМИ, ПОЛУЧЕННЫМИ ПО МЕТОДИКЕ  
ЗАРУБЕЖНЫХ СПЕЦИАЛИСТОВ (ПРОГРАММА PLAXIS 8.X)**

Опытные данные взяты из [111]. Основанием фундаментов служат два слоя грунта: суглинок твердой консистенции мощностью 1 м и суглинок тугопластичной консистенции мощностью 5 м (табл. 4.6. и рис. 4.15).

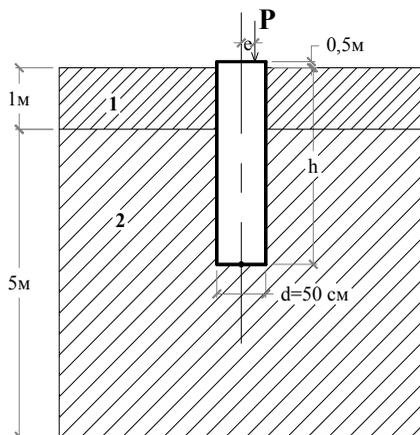
Нагрузка  $P = 200$  кН передается на фундамент ступенями 0,25; 0,5; 0,75;  $1P$ .

Выше спланированной поверхности земли устраивали оголовок высотой 50 см для удобства передачи нагрузки.

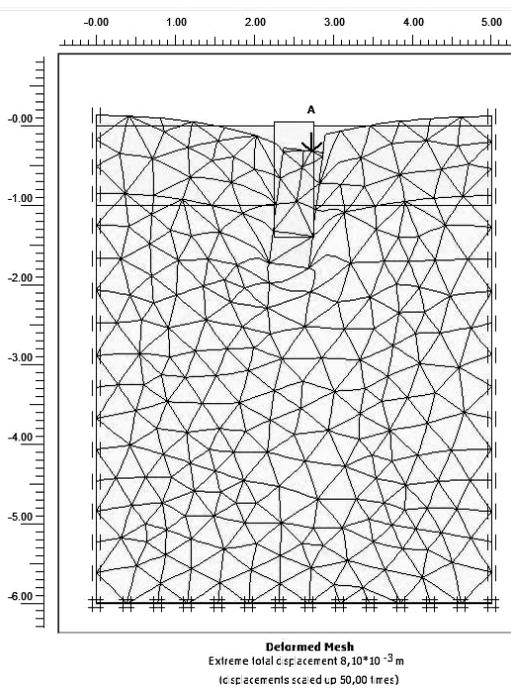
Схема деформирования грунта в основании модели, определенная с использованием программы Plaxis 8.x, показана на рис. 4.16 – 4.26.

**4.6. Физико-механические характеристики грунта**

№ слоя	Наименование грунта	$\rho_s$ , г/см <sup>3</sup>	$\rho_s$ , г/см <sup>3</sup>	$w$	$e$	$\varphi$ , град	$E$ , МПа	$C$ , МПа	$\rho_{sat}$ , г/см <sup>3</sup>
1	Суглинок твердой консистенции	2,68	1,79	0,065	0,59	21	18,7	0,020	2,05
2	Суглинок тугопластичной консистенции	2,70	1,76	0,243	0,81	17	23,5	0,035	1,86



**Рис. 4.15. Схема буронабивного фундамента и инженерно-геологические условия опытной площадки**



**Рис. 4.16. Картина деформирования среды буронабивного фундамента при  $d = 50$  см;  $e_0 = 0,4$ ;  $h = 140$  см**

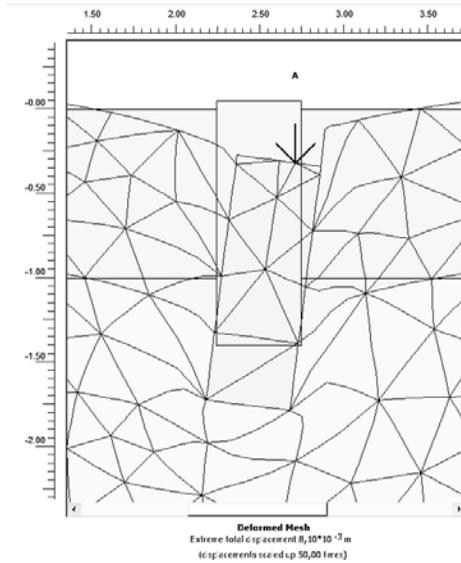


Рис. 4.17. Картина деформирования среды буронабивного фундамента при  $d = 50$  см;  $e_0 = 0,4$ ;  $h = 140$  см

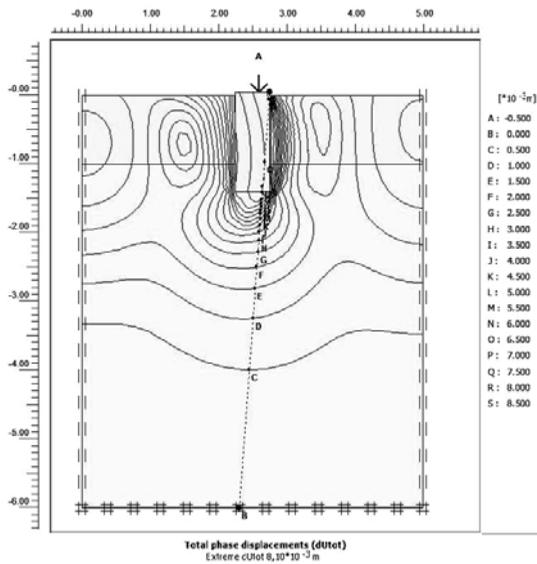


Рис. 4.18. Линии равных перемещений среды буронабивного фундамента при  $d = 50$  см;  $e_0 = 0,4$ ;  $h = 140$  см

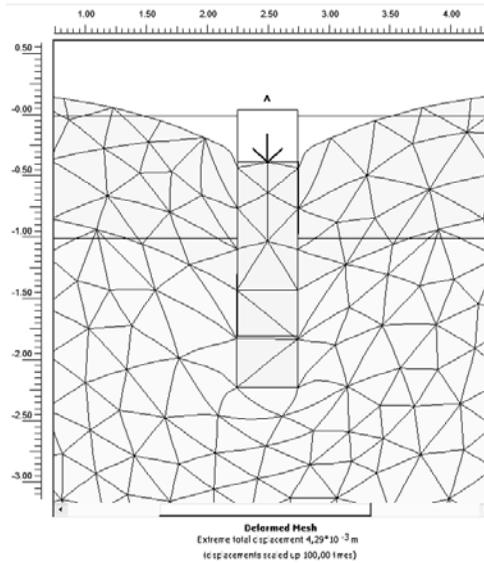


Рис. 4.19. Картина деформирования вокруг среды буронабивного фундамента при  $d = 50$  см;  $e_0 = 0$ ;  $h = 180$  см

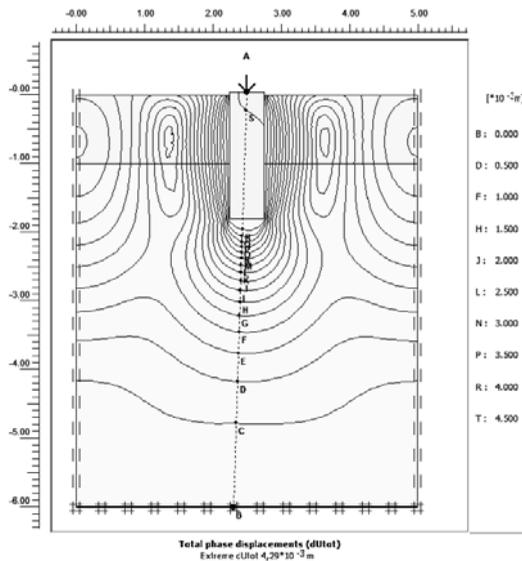


Рис. 4.20. Линии равных перемещений среды буронабивного фундамента при  $d = 50$  см;  $e_0 = 0$ ;  $h = 180$  см

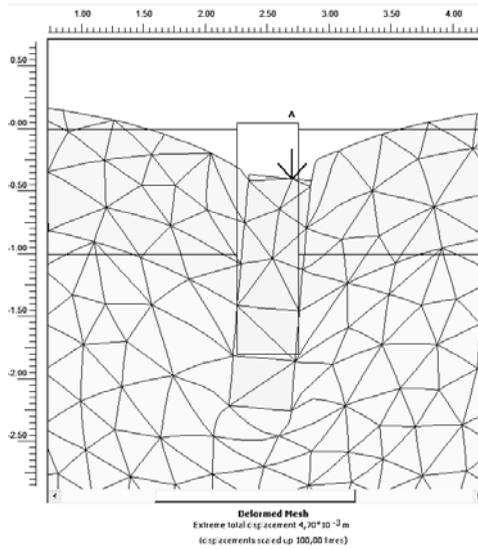


Рис. 4.21. Картина деформирования вокруг среды буронабивного фундамента при  $d = 50$  см;  $e_0 = 0,4$ ;  $h = 180$  см

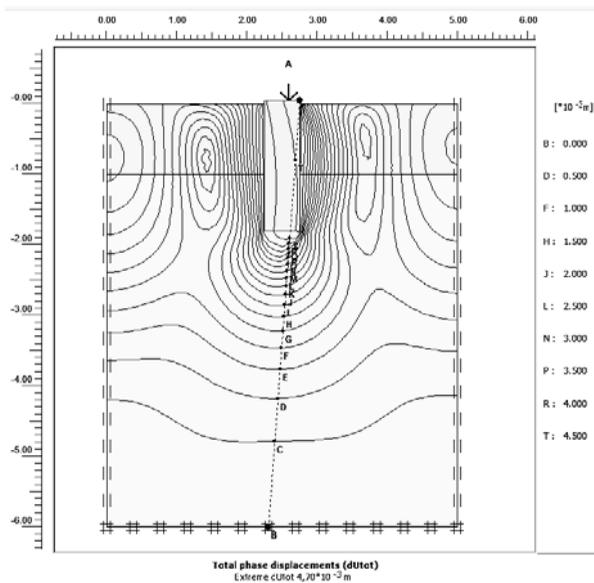
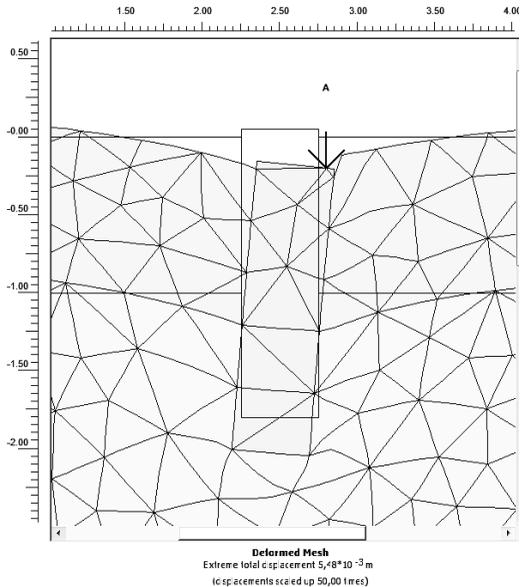
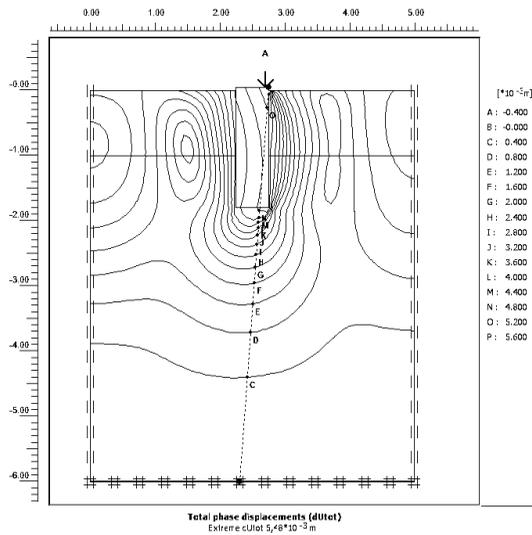


Рис. 4.22. Линии равных перемещений среды буронабивного фундамента при  $d = 50$  см;  $e_0 = 0,4$ ;  $h = 180$  см



**Рис. 4.23.** Картина деформирования вокруг среды буронабивного фундамента при  $d = 50$  см;  $e_0 = 0,8$ ;  $h = 180$  см



**Рис. 4.24.** Линии равных перемещений среды буронабивного фундамента при  $d = 50$  см;  $e_0 = 0,8$ ;  $h = 180$  см

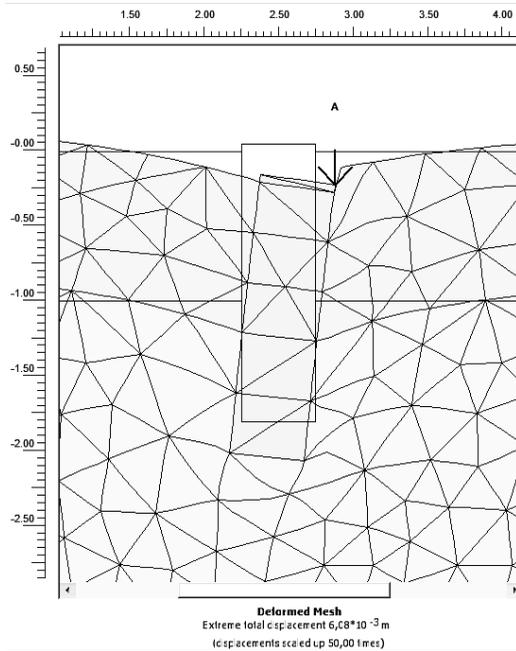


Рис. 4.25. Картина деформирования вокруг среды буронабивного фундамента при  $d = 50$  см;  $e_0 = 1$ ;  $h = 180$  см

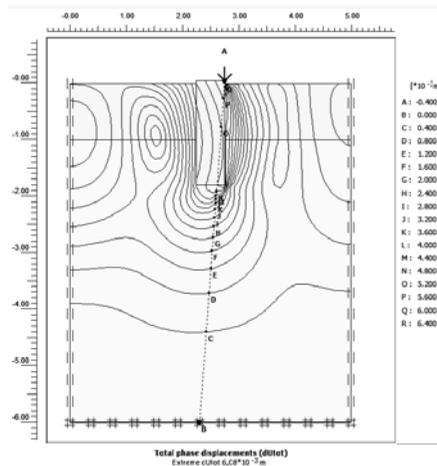


Рис. 4.26. Линии равных перемещений среды буронабивного фундамента при  $d = 50$  см;  $e_0 = 1$ ;  $h = 180$  см

Результаты расчета осадки фундамента по программе Plaxis 8.x и полученные по результатам полевых опытов приведены в табл. 4.7.

Построим графики сравнения опытных и расчетных осадок (рис. 4.27 – 4.30).

#### 4.7. Величины осадок по опытам и расчету

Нагрузка, кН		40	80	120	160	200
Осадки, мм	Ф1 – программа	0,9	1,8	2,9	4,2	7,4
	Ф1 – полевой опыт	0,6	1,8	–	–	–
	Ф2 – программа	0,8	1,6	2,4	3,2	4,3
	Ф2 – полевой опыт	0,3	0,6	1	1,7	2,5
	Ф3 – программа	0,8	1,6	2,4	3,3	4,5
	Ф3 – полевой опыт	0,3	0,6	1,2	2,2	3,7
	Ф4 – программа	0,8	1,6	2,5	3,6	4,9
	Ф4 – полевой опыт	0,6	1,6	2,6	4,2	7,4
	Ф5 – программа	0,9	1,7	2,7	3,8	5,4
	Ф5 – полевой опыт	0,6	1,8	5,8	–	–

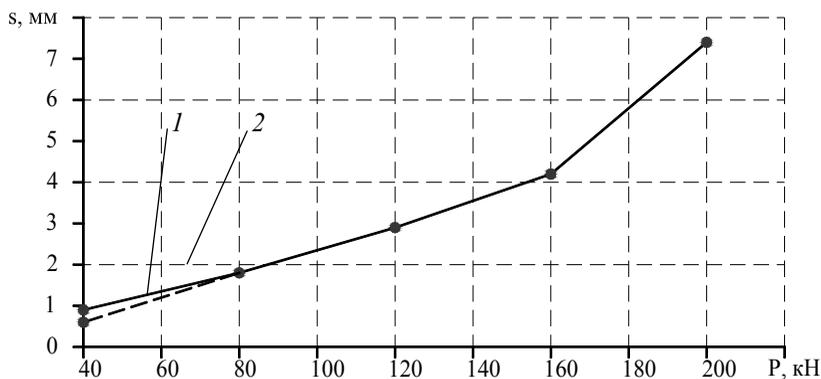
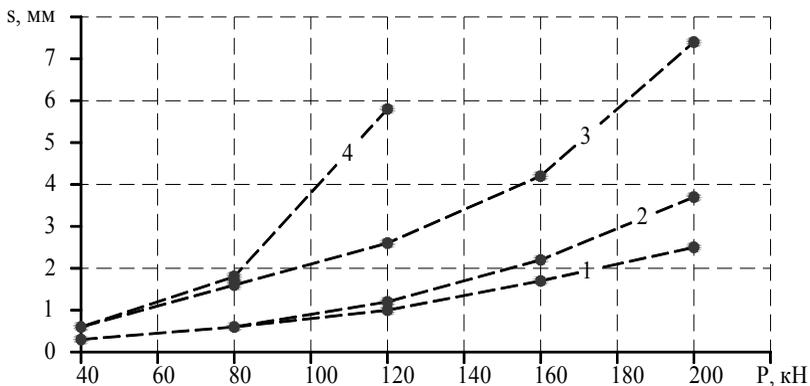
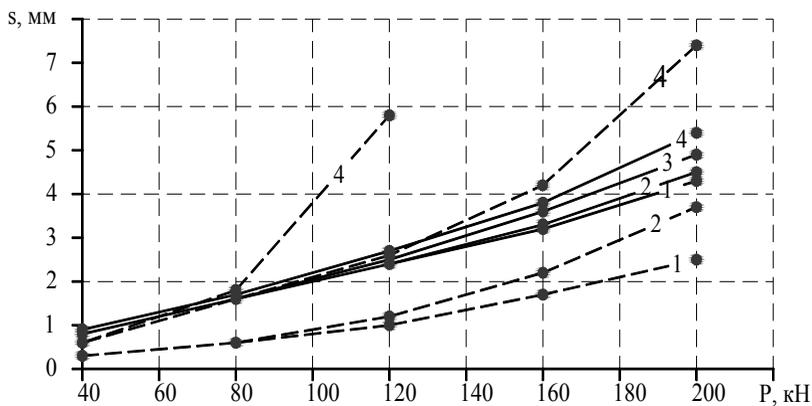


Рис. 4.27. Зависимость осадки Ф1 от вертикальной нагрузки:

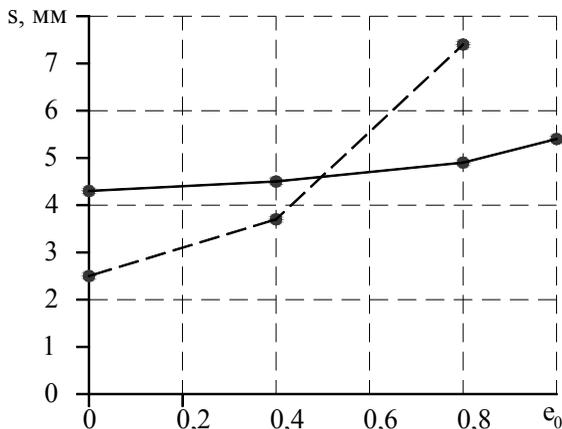
1 – экспериментальные; 2 – расчетные величины осадок



**Рис. 4.28. Зависимость осадки фундаментов по данным полевых опытов [111] от вертикальной нагрузки при  $e_0$ :**  
 1 – 0(Φ2); 2 – 0,4(Φ3); 3 – 0,8(Φ4); 4 – 1(Φ5)



**Рис. 4.29. Сравнение осадок опытных (пунктир) и расчетных (сплошные линии) от вертикальной нагрузки при  $e_0$ :**  
 1 – 0(Φ2); 2 – 0,4(Φ3); 3 – 0,8(Φ4); 4 – 1(Φ5)



**Рис. 4.30. Сравнения осадок опытных (пунктир) и расчетных (сплошные линии) от относительных эксцентриситетов при  $P = 200$  кН**

#### ВЫВОДЫ К ГЛАВЕ 4

При действии горизонтальной нагрузки:

- с увеличением относительной глубины заложения фундамента его мгновенная ось вращения перемещается вниз по направлению нагрузки;
- при постоянной глубине заложения фундамента и увеличении горизонтальной нагрузки мгновенная ось вращения смещается к оси фундамента ( $\bar{x}_{c2}$  увеличивается) и вверх (абсолютные значения  $\bar{z}_{c2}$  уменьшаются).

При действии вертикальной нагрузки:

- при увеличении эксцентриситета осадки фундамента увеличиваются;
- при небольшом значении вертикальной нагрузки осадки полевых опытов меньше расчетных значений;
- при увеличении нагрузки и эксцентриситета значения осадки полевых опытов резко увеличиваются.

Перемещения фундаментов зависят не только от величины нагрузки, но и эксцентриситета, относительной глубины заложения, угла наклона. Построения функции их зависимости позволяют определить оптимальное положение расположения нагрузки, которое полезно проектировщикам.

## Глава 5

# РАСПРЕДЕЛИТЕЛЬНАЯ СПОСОБНОСТЬ ГРУНТОВ И ВЗАИМНОЕ ВЛИЯНИЕ ПОДЗЕМНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Близко расположенные фундаменты могут отличаться формой, размерами, заглублением, жесткостью, конструкцией сопряжения с надземными частями здания, величинами нагрузок и характером их воздействия, расстояниями по осям, наличием или отсутствием пола.

Дополнительные (от взаимного влияния) перемещения фундаментов (осадка  $s$ ; горизонтальные перемещения  $u_x, u_y$ ; крены  $i_x, i_y$ ) увеличивают относительную неравномерность с возможным повышением предельно допустимых величин.

При определенных обстоятельствах (например, при изменении жесткости основания или случайном увеличении нагрузок) возникают и развиваются с разными скоростями деформации ползучести, проявляются реологические процессы (релаксация и последствие).

В период эксплуатации изменяются механические характеристики грунтов, жесткости конструкций, зданий или сооружений. Все это оказывает негативное влияние на деформации надземных частей зданий (сооружений).

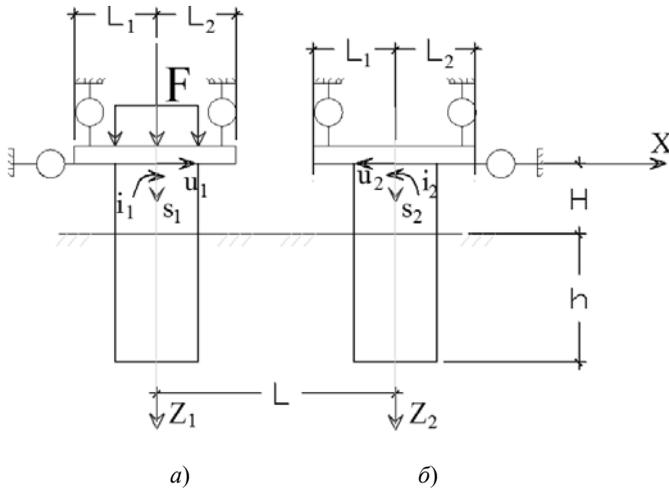
Целью экспериментов явилось исследование взаимного влияния фундаментов при их близком расположении.

В задачи исследований входило:

- установить степень взаимного влияния незаглубленных и заглубленных фундаментов при действии плоской системы сил;
- изучить влияние отдельных фундаментов на забивные сваи;
- оценить зависимость величин разрушающих нагрузок и перемещений отдельных фундаментов при наличии ограждающих стенок с одной, двух или четырех сторон;
- оценить влияние дополнительных перемещений фундаментов, вызванных их взаимодействием на надземную часть здания и сооружения;
- предложить эмпирические функциональные зависимости.

### 5.1. РАСЧЕТНЫЕ МОДЕЛИ ГРУНТОВЫХ ОСНОВАНИЙ

Для оценки взаимного влияния фундаментов одновременно устанавливали по две цилиндрические модели (рис. 5.1). На одну из них диаметром  $d_1 = 100$  мм передвали вертикальную внецентральную нагрузку,



**Рис. 5.1. Принятые обозначения и схема расположения индикаторов для нагруженной (а) и не нагруженной моделей фундамента (б)**

а вторая диаметром  $d_2 = 100, 80$  или  $60$  мм оставалась ненагруженной. Опыты проводили в лаборатории ТГТУ в пространственном металлической лотки размерами  $2 \times 2 \times 1,1$  м ( $L, a, h$ ). Постановлены лабораторные опыты с металлическими фундаментами цилиндрической формы. Основанием фундаментов является мелкозернистый мало-влажный песок ( $w = 0,05$ ), послойно уплотненный трамбовками до  $1,5; 1,55 \rho$  г/см<sup>3</sup>. Удельное сцепление песка соответственно равнялись  $2$  и  $4$  кПа, модуль деформации  $8$  и  $10$  МПа.

В ряде лабораторных опытов программа включала: определение размеров, жесткости и количества моделей исходя из требований теории моделирования и планирования; изготовление моделей, силовых и измерительных установок; проведение рекогносцировочных опытов и запланированного числа серий экспериментов; обработку и анализ результатов; постановку дополнительных опытов. Исследования проводили в стальных пространственных лотках размерами  $180 \times 100 \times 55$  ( $h$ ) и  $200 \times 170 \times 130$  ( $h$ ) см. Нагружение моделей осуществляли ступенями, равными  $0,05 \dots 0,10$  от заранее установленной несущей способности. В большинстве опытов достигалась разрушающая нагрузка. Каждую ступень выдерживали в течение  $1 \dots 2$  ч. По завершении опыта песок удаляли на глубину  $(2,5 \dots 3,0) d_{st}$  и укладывали заново с послойным уплотнением.

Основанием моделей являлся воздушно-сухой мелкозернистый песок зернового состава, представленного в табл. 5.1.

## 5.1. Гранулометрический состав

Размер частиц, мм	10...2	2...1	1...0,5	0,5...0,25	0,25...0,1	0,1...1,05	<0,05
Зерновой состав, %	0,1	1,8	14,5	21,4	58,7	3,2	0,3

Песок укладывали слоями по 5...10 см с уплотнением ручной трамбовкой массой 10 кг. Размер стороны квадратной стальной плиты 200 мм. Качество укладки контролировали с помощью режущих колец и динамического плотномера Д-51. Моделями фундаментов служили жесткие стальные диски диаметром 200 и 320 мм. Нагрузку на модели передавали рычагом с 10-кратным увеличением и гидравлическим домкратом ДГ-68 через цилиндрический шарнир. Величину нагрузки определяли динамометром ДОСМ-5. Перемещения моделей измеряли индикаторами ИЧ-10, закрепленными на независимой жесткой раме.

В рассматриваемых экспериментах плотность песка равнялась 1,58...1,60 г/см<sup>3</sup> ( $e = 0,695...0,652$ ;  $\varphi = 25...30^\circ$ ;  $c = 2...3$  кПа;  $E = 7...12$  МПа). Горизонтальные напряжения на вертикальные площадки, размещенные на разных расстояниях от загруженных моделей фундаментов, измеряли с помощью динамометров сжатия. Усилия от площадок на динамометры передавали с использованием стальных стержней, вложенных в обсадные трубки. Разработана и изготовлена установка для крепления измерительных приборов.

### 5.1.1. МОДЕЛИРОВАНИЕ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ И НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

Вопросы моделирования отражены в исследованиях Л. С. Зажигаяева, А. В. Перельмутера, Д. А. Питлюка, Л. Б. Потаповой, В. П. Ярцева и др.

Для грунтов основания принимаем:

$$E_{MS} = E_{HS}; \quad \mu_{MS} = \mu_{HS}; \quad \varepsilon_{MS} = \varepsilon_{HS};$$

$$\gamma_{MS} = \gamma_{HS}; \quad \frac{\sigma_{MS}}{E_{MS}} = \frac{\sigma_{HS}}{E_{HS}}; \quad \frac{u_{MS}}{x_{MS}} = \frac{u_{HS}}{x_{HS}}; \quad (5.1)$$

$$N_{us} = f(s); \quad \lambda_f; \quad c_s; \quad \varphi_s; \quad \gamma_s; \quad e_i; \quad \delta_i \dots \quad (5.2)$$

Для железобетонных конструкций:

$$M_{Mb} = M_{Hb}; \quad \mu_{Mb} = \mu_{Hb}; \quad \gamma_{Mb} = \gamma_{Hb};$$

$$E_{MS} = E_{HS}; \quad \mu_{MS} = \mu_{HS}; \quad \gamma_{MS} = \gamma_{HS}; \quad \varepsilon_{Mb} = \varepsilon_{Hb}; \quad \varepsilon_{MS} = \varepsilon_{HS}; \quad (5.3)$$

$$\frac{\sigma_{Mb}}{E_{Mb}} = \frac{\sigma_{Hb}}{E_{Hb}}, \quad \frac{u_{Mb}}{x_{Mb}} = \frac{u_{Hb}}{x_{Hb}}, \quad \frac{\sigma_{MS}}{E_{MS}} = \frac{\sigma_{HS}}{E_{HS}}, \quad \frac{u_{MS}}{x_{MS}} = \frac{u_{HS}}{x_{HS}}; \quad (5.4)$$

$$N_{usb} = f(s; \lambda_f; B; A; \mu_s; e_i; \delta_i \dots). \quad (5.5)$$

Здесь индексы «н» и «м» относятся к натуре и модели соответственно; «s» – для грунта и арматуры; «b» – бетона;  $x$  – координата;  $N_{us}$  – несущая способность основания;  $N_{usb}$  – то же, железобетонной конструкции.

## 5.2. ВЗАИМНОЕ ВЛИЯНИЕ ФУНДАМЕНТОВ ПРИ ДЕЙСТВИИ ОСЕВОЙ ВЕРТИКАЛЬНОЙ СИЛЫ

В [99] приведены результаты экспериментов в естественном основании (рис. 5.2). Сначала испытаны буронабивные фундаменты с полным контактом по боковой поверхности. Затем вокруг фундаментов был сделан зазор и проведено повторное нагружение.

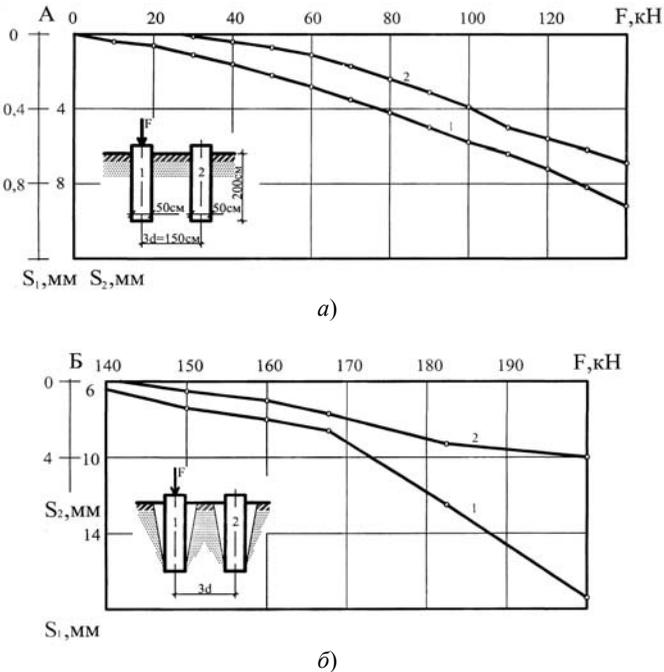
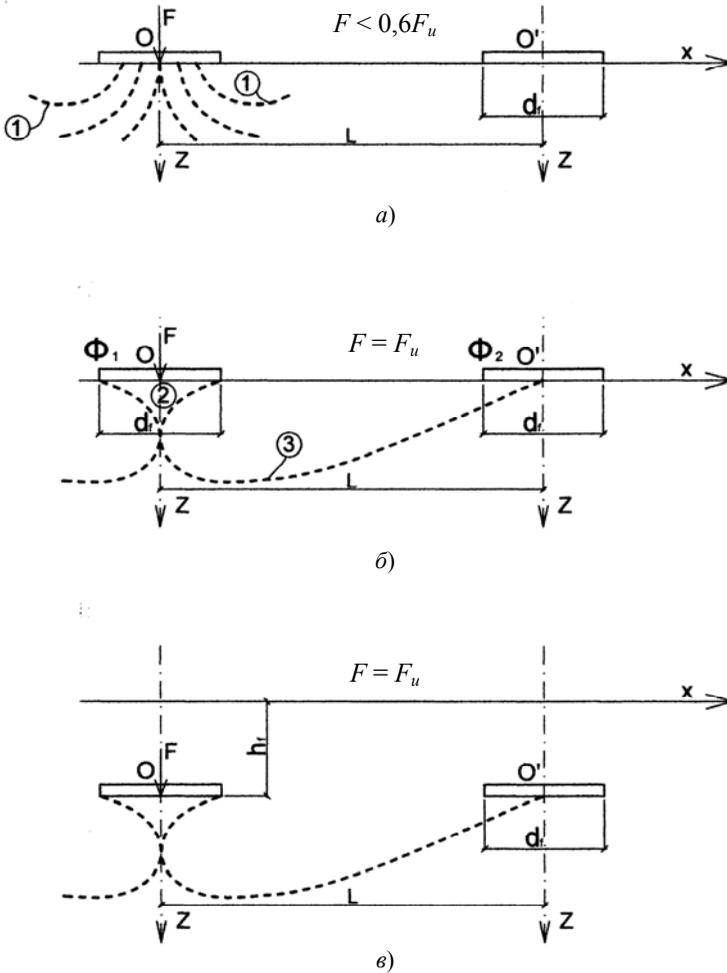


Рис. 5.2. Взаимное влияние буронабивных фундаментов (а) и штампов (б) (опыты [111])

В первом случае осадка ненагруженного фундамента составила около 7% от нагруженного, а во втором – 25%.

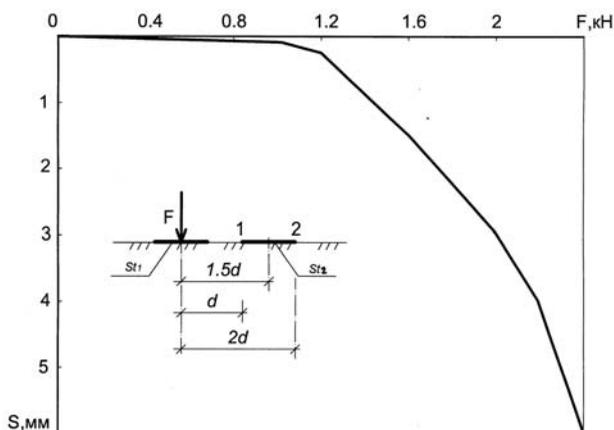
**Механизм взаимодействия незаглубленных фундаментов.**  
По результатам качественных экспериментов представлены схемы взаимного влияния (рис. 5.3).



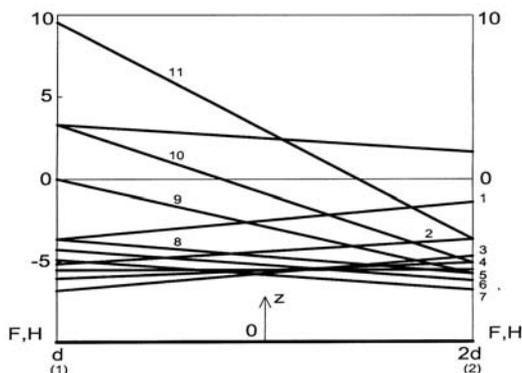
**Рис. 5.3. Схемы расположения фундаментов:**

*1* – траектории частиц грунта; *2* – уплотненное ядро; *3* – след поверхности скольжения; *а, б* – незаглубленные фундаменты; *в* – заглубленный фундамент

**Влияние нагруженного штампа на усилия, воспринимаемые ненагруженным штампом.** Опыты проводили с использованием жестких стальных дисков диаметром  $d_{st} = 20$  см и толщиной 4 мм при  $e_0 = 0$  и 0,25. Расстояние между осями штампов принимали равным  $1,5d$  и  $2,5d$  соответственно. Нагрузку на ненагруженный штамп  $s_{12}$  определяли динамометрами, установленными у его краев по линии, проходящей через центры штампов. Динамометры упирались в стальную балку. На ненагруженный штамп передавали небольшую начальную нагрузку, по отклонению от которой судили о влиянии нагружаемого штампа  $s_{11}$ .



a)



б)

**Рис. 5.4.** Зависимость между нагрузкой на штамп и его осадкой (а), изменение усилий по краям ненагруженного штампа (б) при  $e_0 = 0$  и  $F_{st}$ , кН: 1 – 0,2; 2 – 0,4; 3 – 0,6; 4 – 0,8; 5 – 1; 6 – 1,2; 7 – 1,6; 8 – 1,8; 9 – 2; 10 – 2,2; 11 – 2,4

Нагрузку на штамп  $s_{11}$  увеличивали ступенями до разрушения основания. Результаты опытов приведены на рис. 5.4.

При  $e_0 = 0$ ;  $\bar{L} = 2,5$  на начальных ступенях нагружения штамп перемещался вниз и нагрузка на него уменьшалась. С увеличением нагрузки ( $F_{st} > 1,8$  кН) наблюдали подъем штампа и нагрузка на него возрастала. В опытах с  $e_0 = 0,25$ ;  $\bar{L} = 2,5$  происходила осадка штампа  $s_{12}$  и нагрузка на него уменьшалась.

**Влияние нагруженного фундамента на ненагруженный.** Ниже приведены данные о деформировании песчаного грунта естественной структуры (рис. 5.5, *a*) и послойно уплотненного (рис. 5.5, *б*). На один из фундаментов действует нагрузка, а другой – ненагруженный.

В первом случае вокруг нагруженного фундамента по всей высоте образуется осадочная воронка диаметром до  $3d_f$ . Ненагруженный фундамент может полностью или частично оказаться в этой воронке. Осадки его будут неравномерными и возможен крен (рис. 5.5, *a*). Вследствие сил трения между боковой поверхностью и грунтом нагрузка от фундамента по высоте передается основанию в пределах полого гиперболического объема. На уровне подошвы фундамента давление на грунт распространяется по площади  $[\pi(d_f + 2\Delta R)^2 / 4]$  (рис. 5.5, *б*).

В случае послойно уплотненного основания, когда  $\xi \rightarrow 1$ , вместо оседания происходит подъем грунта вокруг нагруженного фундамента (рис. 5.5, *б*; 5.6). В зону влияния может полностью или частично попасть соседний фундамент. Перемещения его будут плоскими ( $u \neq 0$ ;  $i \neq 0$ ).

Эксперименты проводили при действии осевой вертикальной нагрузки. Относительное заглубление моделей  $\lambda = h/D = 0; 1,5; 2$  ( $h$  – глубина погружения модели,  $D$  – диаметр модели). Относительное расстояние между моделями фундаментов  $\bar{L} = L/D = 1; 2; 3$ . Плотности песчаного основания  $\rho = 1,5; 1,55$  г/см<sup>3</sup>. Результаты экспериментов приведены на рис. 5.7 и табл. 5.2. Во всех опытах диаметр нагруженной модели был одинаковый и равный 100 мм.

Характер деформирования основания изучали с помощью программы Plaxis 8.x. В основе упругой модели является среда, одинаково сопротивляющаяся сжатию и растяжению. В реальных условиях сопротивление грунта растяжению близко нулю. Вследствие этого картины деформирования (рис. 5.8 – 5.10) более подходят к связной среде.

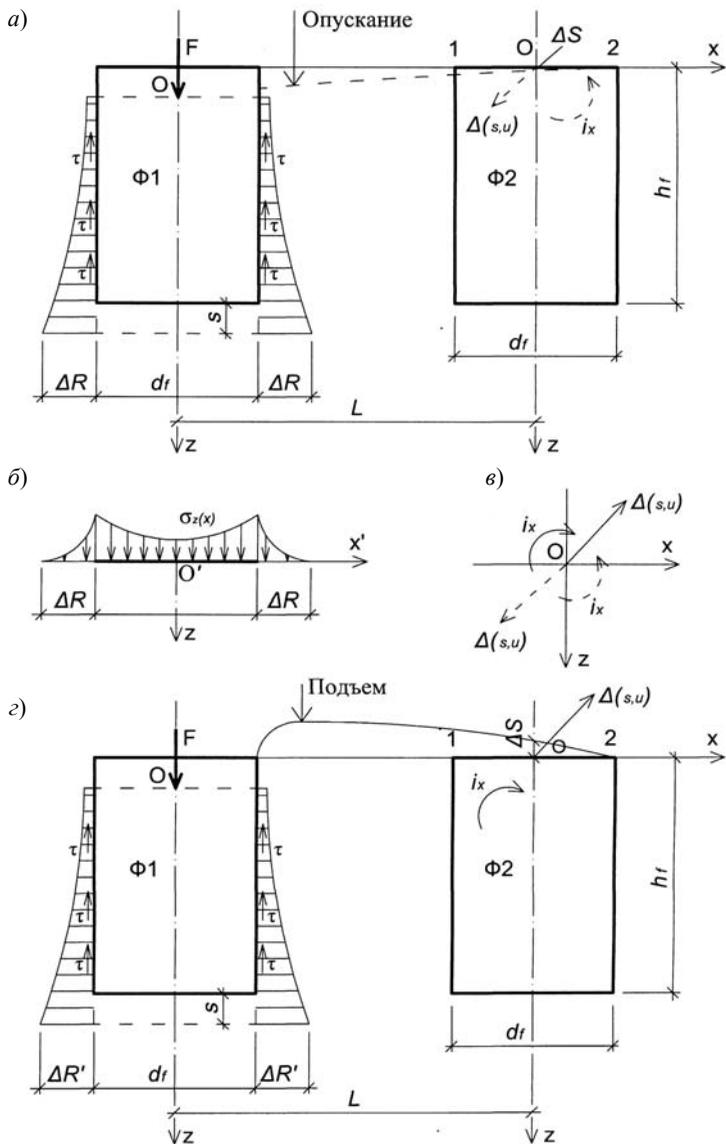


Рис. 5.5. Механизм взаимодействия заглубленных моделей фундаментов с основанием естественной структуры (а) и послойно уплотненных (z); распределение давлений под подошвой модели (б); возможные направления вращения моделей (в)

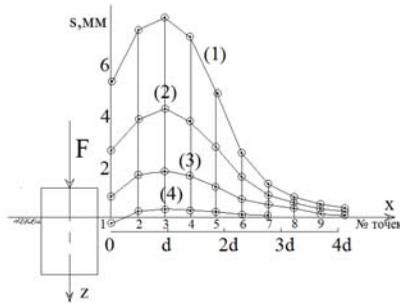


Рис. 5.6. Эпюры подъема грунта в процессе вдавливания фундамента в маловлажное песчаное основание, послойно уплотненное до  $\rho = 1,7 \text{ г/см}^3$  [111], при  $\lambda = 1$ ;  $F$  (кН):  
 1 – 42; 2 – 45; 3 – 35; 4 – 25

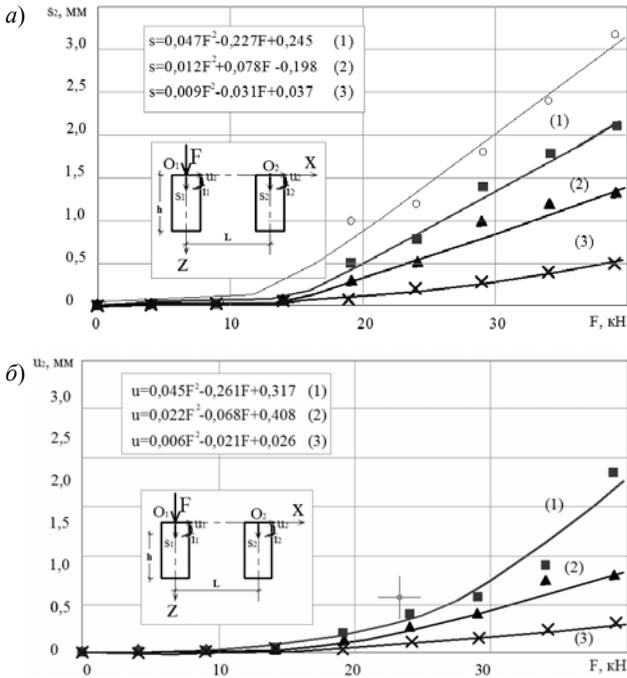


Рис. 5.7. Графики зависимости осадки (а), горизонтального перемещения (б) ненагруженной модели фундамента  $d_2 = 10 \text{ см}$  от влияния нагруженной при  $\lambda = 2$ ,  $\rho = 1,5 \text{ г/см}^3$ ,  $e_0 = 0$  и  $\bar{L}$  :  
 1 – 2; 2 – 3; 3 – 4 (опыты проводил Аль-Бухейти А. Я., магистрант ФГБОУ ВПО «ТГТУ»)

**5.2. Значение перемещений, кренов, относительных координат  
мгновенной оси вращения модели  
при вертикальном центральном нагружении**

№	$F$ , кН	$s_1$ , мм	$u_1$ , мм	$i$ , $10^{-2}$	$s_1$ , мм	$u_2$ , мм	$i$ , $10^{-2}$	$x_c$ , мм	$z_c$ , $10^{-3}$
---	-------------	------------	------------	-----------------	------------	------------	-----------------	---------------	----------------------

Диаметр ненагруженного фундамента  $d_2 = 100$  мм; расстояние между штампами  $L = 100$  мм; относительное заглубление модели  $\lambda = 1,5$ ; плотность грунта  $\rho = 1,5$  г/см<sup>3</sup>; относительный эксцентриситет  $e_0 = 0$

1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	4	1,60	-2,00	2,0	0,04	0,075	-0,05	1,6	-10,0
3	9	2,55	-3,1	3,18	0,05	0,093	-0,062	1,6	-10,0
4	14	3,98	-4,9	4,97	0,08	0,15	-0,1	1,6	-9,99
5	19	6,20	-7,7	7,75	1,00	0,87	-1,25	1,6	-6,55
6	24	8,42	-9,78	10,52	1,20	1,25	-1,5	1,6	-6,19
7	29	10,64	-11,95	13,30	2,20	2,12	-2,75	1,6	-5,98
8	34	13,86	-15,98	17,32	3,40	3,62	-4,25	1,6	-6,15
9	39	17,08	-20,02	21,35	4,20	4,12	-5,25	1,6	-6,25

Диаметр ненагруженного фундамента  $d_2 = 100$  мм; расстояние между штампами  $L = 200$  мм; относительное заглубление модели  $\lambda = 1,5$ ; плотность грунта  $\rho = 1,5$  г/см<sup>3</sup>; относительный эксцентриситет  $e_0 = 0$

1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	4	1,20	-1,5	1,5	0,03	0,03	-0,037	1,6	-5,78
3	9	2,02	-2,5	2,52	0,05	0,06	-0,062	1,6	-6,08
4	14	2,52	-3,1	3,15	0,08	0,1	-0,10	1,6	-6,13
5	19	3,50	-4,3	4,37	0,50	0,3	-0,50	1,6	-6,10
6	24	6,72	-8,0	8,4	0,90	0,95	-1,125	1,6	-6,34
7	29	9,94	-12,0	12,42	1,30	1,22	-1,625	1,6	-6,45
8	34	13,16	-15,9	16,45	2,40	2,6	-3,00	1,6	-6,46
9	39	16,33	-19,8	20,41	3,10	3,27	-3,87	1,6	-6,47

Продолжение табл. 5.2

№	$F$ , кН	$s_1$ , мм	$u_1$ , мм	$i$ , $10^{-2}$	$s_1$ , мм	$u_2$ , мм	$i$ , $10^{-2}$	$x_c$ , мм	$z_c$ , $10^{-3}$
---	-------------	------------	------------	-----------------	------------	------------	-----------------	---------------	----------------------

Диаметр ненагруженного фундамента  $d_2 = 100$  мм; расстояние между штампами  $L = 300$  мм; относительное заглубление модели  $\lambda = 1,5$ ; плотность грунта  $\rho = 1,5$  г/см<sup>3</sup>; относительный эксцентриситет  $e_0 = 0$

1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	4	1,40	-1,7	1,75	0	0	0	1,6	-6,48
3	9	2,80	-3,5	3,50	0,05	0,06	-0,062	1,6	-6,67
4	14	4,22	-5,0	5,27	0,08	0,1	-0,10	1,6	-6,33
5	19	7,60	-9,3	9,50	0,50	0,21	-0,31	1,6	-6,65
6	24	8,75	-10,3	10,93	0,80	0,7	-1,00	1,6	-6,62
7	29	11,62	-13,5	14,52	1,19	1,08	-1,48	1,6	-6,20
8	34	13,16	-15,9	16,45	1,42	1,37	-1,77	1,6	-6,44
9	39	15,70	-19,0	19,62	1,80	1,8	-2,25	1,6	-6,46

Диаметр ненагруженного фундамента  $d_2 = 80$  мм; расстояние между штампами  $L = 200$  мм; относительное заглубление модели  $\lambda = 1,5$ ; плотность грунта  $\rho = 1,5$  г/см<sup>3</sup>; относительный эксцентриситет  $e_0 = 0$

1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	4	0,90	-1,1	1,12	0,03	0,03	-0,03	1,6	-6,55
3	9	2,02	-2,5	2,52	0,05	0,06	-0,062	1,6	-6,61
4	14	2,75	-3,4	3,43	0,06	0,06	-0,068	1,6	-6,61
5	19	3,40	-4,2	4,25	0,40	0,5	-0,50	1,6	-6,59
6	24	6,62	-8,07	8,27	0,90	1,12	-1,125	1,6	-6,51
7	29	10,94	-13,2	13,67	1,30	1,4	-1,625	1,6	-6,44
8	34	13,30	-16,02	16,62	2,00	2,3	-2,50	1,6	-6,43
9	39	16,63	-20,2	20,78	2,40	2,8	-3,00	1,6	-6,48

Продолжение табл. 5.2

№	$F$ , кН	$s_1$ , мм	$u_1$ , мм	$i$ , $10^{-2}$	$s_1$ , мм	$u_2$ , мм	$i$ , $10^{-2}$	$x_c$ , мм	$\bar{z}_c$ , $10^{-3}$
Диаметр ненагруженного фундамента $d_2 = 80$ мм; расстояние между штампами $L = 300$ мм; относительное заглубление модели $\lambda = 1,5$ ; плотность грунта $\rho = 1,5$ г/см <sup>3</sup> ; относительный эксцентриситет $e_0 = 0$									
1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	4	1,30	-1,6	1,62	0	0	0	1,6	-6,67
3	9	2,50	-3,1	3,12	0,04	0,05	-0,05	1,6	-6,56
4	14	4,34	-5,2	5,42	0,08	0,1	-0,10	1,6	-6,57
5	19	7,73	-9,26	9,66	0,20	0,2	-0,25	1,6	-6,63
6	24	8,70	-10,47	10,87	0,75	0,9	-0,93	1,6	-6,39
7	29	11,62	-14,02	14,52	1,20	1,5	-1,50	1,6	-6,48
8	34	13,16	-16,05	16,45	1,32	1,45	-1,65	1,6	-6,46
9	39	15,70	-19,1	19,62	1,50	1,67	-1,87	1,6	-6,52

Диаметр ненагруженного фундамента $d_2 = 100$ мм; расстояние между штампами $L = 200$ мм; относительное заглубление модели $\lambda = 1,5$ ; плотность грунта $\rho = 1,55$ г/см <sup>3</sup> ; относительный эксцентриситет $e_0 = 0$									
1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	4	0,60	-0,75	0,75	0,02	0,02	-0,025	1,6	-6,67
3	9	1,50	-1,87	1,87	0,05	0,06	-0,0625	1,6	-6,67
4	14	2,30	-2,87	2,87	0,08	0,1	-0,10	1,6	-6,67
5	19	3,20	-3,8	4,00	0,40	0,30	-0,50	1,6	-6,33
6	24	4,72	-5,7	5,90	0,80	0,80	-1,00	1,6	-6,44
7	29	7,94	-8,8	9,92	1,40	1,55	-1,75	1,6	-5,91
8	34	9,15	-10,8	11,43	2,40	2,6	-3,00	1,6	-6,30
9	39	13,2	-15,7	16,50	2,80	3,10	-3,50	1,6	-6,34

Продолжение табл. 5.2

№	$F$ , кН	$s_1$ , мм	$u_1$ , мм	$i$ , $10^{-2}$	$s_1$ , мм	$u_2$ , мм	$i$ , $10^{-2}$	$x_c$ , мм	$z_c$ , $10^{-3}$
---	-------------	------------	------------	-----------------	------------	------------	-----------------	---------------	----------------------

Диаметр ненагруженного фундамента  $d_2 = 100$  мм; расстояние между штампами  $L = 300$  мм; относительное заглубление модели  $\lambda = 1,5$ ; плотность грунта  $\rho = 1,55$  г/см<sup>3</sup>; относительный эксцентриситет  $e_0 = 0$

1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	4	0,40	-0,5	0,50	0,0	0	0	1,6	-6,67
3	9	1,60	-2,0	2,00	0,03	0,03	-0,037	1,6	-6,67
4	14	3,82	-4,7	4,77	0,06	0,07	-0,075	1,6	-6,57
5	19	5,67	-7,0	7,08	0,40	0,5	-0,50	1,6	-6,59
6	24	7,47	-9,2	9,33	0,90	0,92	-1,125	1,6	-6,57
7	29	8,62	-9,9	10,77	1,09	1,16	-1,36	1,6	-6,13
8	34	9,75	-12,1	12,18	1,22	1,32	-1,52	1,6	-6,62
9	39	12,8	-15,2	16,08	1,40	1,55	-1,75	1,6	-6,30

Диаметр ненагруженного фундамента  $d_2 = 100$  мм; расстояние между штампами  $L = 200$  мм; относительное заглубление модели  $\lambda = 2$ ; плотность грунта  $\rho = 1,5$  г/см<sup>3</sup>; относительный эксцентриситет  $e_0 = 0$

1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	4	1,20	-0,75	1,50	0,03	0,015	-0,030	1,6	-2,5
3	9	2,02	-1,26	2,52	0,05	0,031	-0,062	1,6	-2,5
4	14	2,52	-1,57	3,15	0,08	0,05	-0,10	1,6	-2,49
5	19	3,50	-2,25	4,37	0,30	0,2	-0,37	1,6	-2,57
6	24	6,72	-4,6	8,40	0,60	0,4	-0,75	1,6	-2,7
7	29	9,94	-6,3	12,42	0,90	0,59	-1,12	1,6	-2,53
8	34	10,16	-6,45	12,70	1,40	0,91	-1,75	1,6	-2,53
9	39	13,0	-8,13	16,06	2,10	1,86	-2,72	1,6	-2,53

№	$F$ , кН	$s_1$ , мм	$u_1$ , мм	$i$ , $10^{-2}$	$s_1$ , мм	$u_2$ , мм	$i$ , $10^{-2}$	$x_c$ , мм	$z_c$ , $10^{-3}$
Диаметр ненагруженного фундамента $d_2 = 100$ мм; расстояние между штампами $L = 300$ мм; относительное заглубление модели $\lambda = 2$ ; плотность грунта $\rho = 1,5$ г/см <sup>3</sup> ; относительный эксцентриситет $e_0 = 0$									
1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	4	1,40	-0,87	1,75	0	0	0	1,6	-2,48
3	9	2,80	-1,75	3,50	0,05	0,031	-0,062	1,6	-2,5
4	14	4,22	-2,63	5,27	0,08	0,05	-0,10	1,6	-2,49
5	19	7,60	-4,75	9,50	0,50	0,31	-0,62	1,6	-2,5
6	24	8,75	-5,46	10,93	0,80	0,5	-1,00	1,6	-2,49
7	29	10,62	-6,63	13,27	1,10	0,68	-1,37	1,6	-2,49
8	34	11,16	-6,97	13,95	1,22	0,76	-1,52	1,6	-2,49
9	39	12,70	-7,93	15,87	1,30	0,81	-1,62	1,6	-2,49

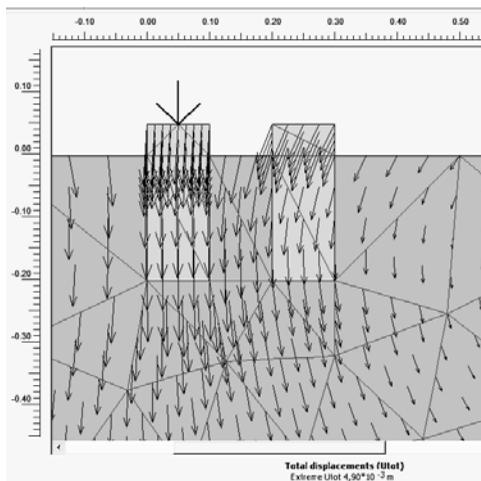
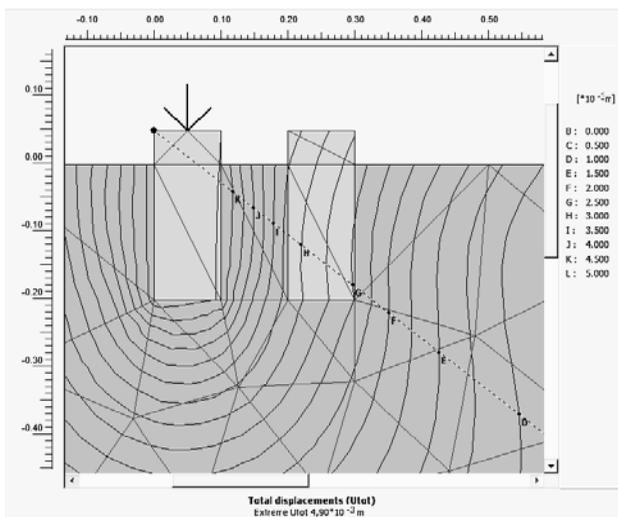
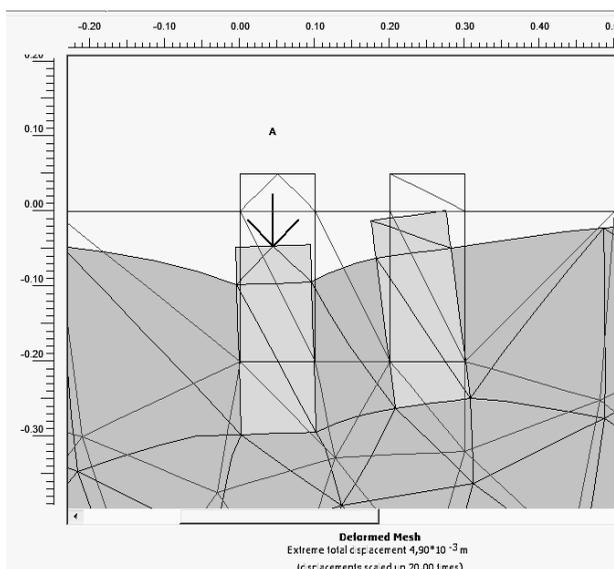


Рис. 5.8. Векторные линии полных перемещений точек грунтовой среды при  $d = 10$  см;  $\lambda = 2$ ;  $\bar{L} = 2$ ;  $e_0 = 0$ ;  $F = 34$  кН



**Рис. 5.9.** Линии равных полных перемещений среды при  $d = 10$  см;  $\lambda = 2$ ;  $\bar{L} = 2$ ;  $e_0 = 0$ ;  $F = 34$  кН



**Рис. 5.10.** Деформированное состояние среды и перемещения моделей при  $d = 10$  см;  $\lambda = 2$ ;  $\bar{L} = 2$ ;  $e_0 = 0$ ;  $F = 34$  кН

### 5.3. ВЗАИМНОЕ ВЛИЯНИЕ ФУНДАМЕНТОВ ПРИ ДЕЙСТВИИ ВЕРТИКАЛЬНОЙ ВНЕЦЕНТРЕННОЙ СИЛЫ

Относительное заглубление моделей  $\lambda = h/d = 0; 1,5; 2$ . Относительный эксцентриситет  $e_0 = \pm 0,25; \pm 0,5$ . Результаты экспериментов приведены на рис. 5.11. – 5.13. и табл. 5.3 – 5.5. Во всех опытах диаметр нагруженной модели был одинаковый и равный 100 мм.

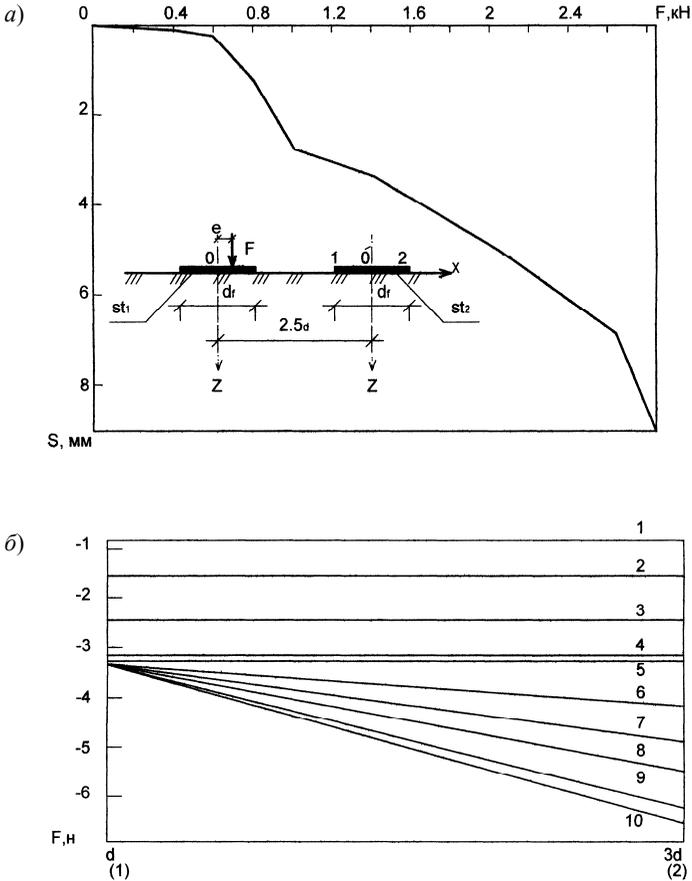
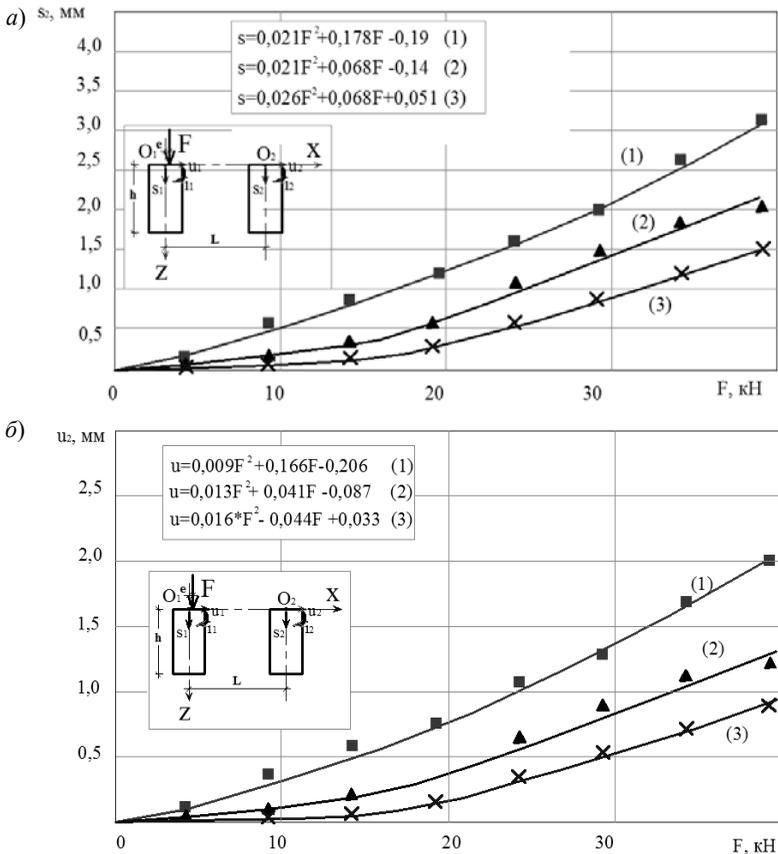


Рис. 5.11. Зависимость между нагрузкой на штамп и его осадкой (а), изменение усилий по краям ненагруженного штампа (б)

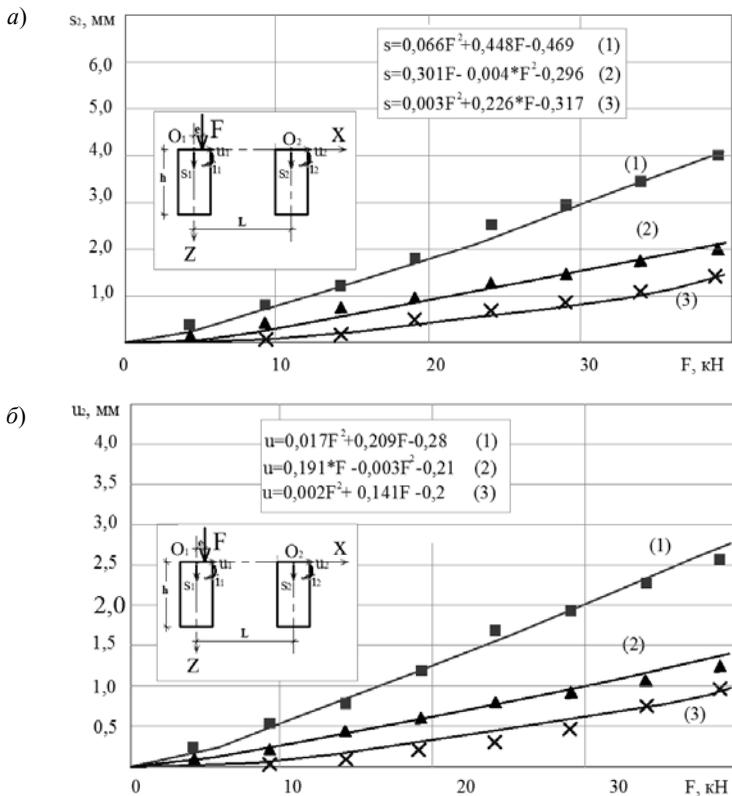
при  $e_0 = 0,25; \lambda = 0; \bar{L} = 2,5$  и  $F_{st}$ , кН:

1 – 0,6; 2 – 0,8; 3 – 1; 4 – 1,2; 5 – 1,4; 6 – 1,8; 7 – 2; 8 – 2,2; 9 – 2,4; 10 – 2,6

Опыты проводили в пространственном стальном лотке с металлическими моделями фундаментов. Основанием моделей фундаментов являлся мелкозернистый послойно уплотненный маловлажный песок со следующими начальными характеристиками:  $\varphi = 28^\circ$ ,  $C = 3$  кПа,  $f = 0,03$  МПа,  $E = 33$  МПа,  $\rho = 1,5$  г/см<sup>3</sup>. Диаметр моделей  $d = 10$  см;  $\lambda = h/d = 2$ . Усилие на модель передавали рычагом с 10-кратным увеличением ступеням до разрушения основания. Вертикальную силу прикладывали с относительными эксцентриситетами  $e_0 = e/R = 0; \pm 0,25; \pm 0,5$  ( $R$  – радиус сечения модели).



**Рис. 5.12.** Графики зависимости осадки (а), горизонтального перемещения (б) ненагруженной модели фундамента от влияния нагруженной при  $\lambda = 2$ ,  $\rho = 1,5$  г/см,  $e_0 = 0,25$  и  $\bar{L}$  :  
 1 – 2; 2 – 3; 3 – 4



**Рис. 5.13. Графики зависимости осадки (а), горизонтального перемещения (б) ненагруженной модели фундамента диаметром  $d_2 = 10$  см от влияния нагруженной модели при  $\lambda = 2$ ,  $\rho = 1,5$  г/см,  $e_0 = 0,5$  и  $\bar{L}$ :**

*1 – 2; 2 – 3; 3 – 4 (опыты проводил Аль-Бухейти А. Я., магистрант ФГБОУ ВПО «ПГТУ»)*

Функциональные зависимости перемещений ненагруженной модели фундамента от влияния нагруженной (рис. 5.13, а):

$$S = 250,20 - 0,194L; \quad (5.6)$$

$$U = 468,28 - L; \quad (5.7)$$

$$i = 17,17 - 0,730L. \quad (5.8)$$

Функциональные зависимости перемещений ненагруженной модели фундамента от влияния нагруженной (рис. 5.13, б):

$$S = 591,658 - L; \quad (5.9)$$

$$U = 942,69 + 0,0109L^2 - 6,45L; \quad (5.10)$$

$$i = 4,87L - 1207,53 - 0,00612L^2. \quad (5.11)$$

5.3. Значение перемещений, кренов, относительных координат мгновенной оси вращения модели при вертикальном внецентренном нагружении

$N_0$	$e_0$	$F$ , кН	$s_{10}$ , мм	$u_{10}$ , мм	$i$ , $10^{-2}$	$s_2$ , мм	$u_2$ , мм	$i$ , $10^{-2}$	$x_c$ , мм	$\bar{z}_c$ , $10^{-3}$
$d^2 = 100$ мм; $L = 200$ мм; $\lambda = 2$ ; $\rho = 1,5$ г/см <sup>3</sup>										
1	0,25	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	0,25	4	1,02	-0,63	1,27	0,20	0,12	-0,25	1,6	-2,48
3	0,25	9	2,02	-1,36	2,52	0,60	0,38	-0,75	1,6	-2,69
4	0,25	14	3,92	-2,65	4,9	0,90	0,59	-1,12	1,6	-2,70
5	0,25	19	6,50	-4,36	8,12	1,20	0,78	-1,5	1,6	-2,68
6	0,25	24	8,20	-5,22	10,25	1,60	1,3	-2,0	1,6	-2,54
7	0,25	29	10,04	-6,37	12,55	2,00	1,3	-2,5	1,6	-2,53
8	0,25	34	12,16	-7,75	15,2	2,60	1,7	-3,25	1,6	-2,54
9	0,25	39	14,02	-8,96	17,52	3,10	2,03	-3,87	1,6	-2,55
10	0,5	0	0	0	0	0	0	0	0	0
11	0,5	4	2,02	-1,26	2,52	0,50	0,03	-0,06	1,6	-2,5
12	0,5	9	4,00	-2,5	5,0	0,90	0,6	-1,1	1,6	-2,5
13	0,5	14	7,52	-4,75	9,4	1,30	0,85	-1,62	1,6	-2,52
14	0,5	19	10,50	-6,55	13,12	1,90	1,25	-2,37	1,6	-2,49

Продолжение табл. 5.3

$N_0$	$e_0$	$F$ , кН	$s_1$ , мм	$u_1$ , мм	$i$ , $10^{-2}$	$s_2$ , мм	$u_2$ , мм	$i$ , $10^{-2}$	$x_c$ , мм	$\bar{z}_c$ , $10^{-3}$
$d^2 = 100 \text{ мм}; L = 200 \text{ мм}; \lambda = 2; \rho = 1,5 \text{ г/см}^3$										
15	0,5	24	13,72	-8,6	17,15	2,60	1,72	-3,25	1,6	-2,50
16	0,5	29	16,04	-10,15	20,05	3,00	1,97	-3,75	1,6	-2,53
17	0,5	34	19,16	-12,17	23,95	3,50	2,2	-4,37	1,6	-2,54
18	0,5	39	22,70	-14,38	28,37	4,05	3,2	-5,06	1,6	-2,53
$d^2 = 100 \text{ мм}; L = 300 \text{ мм}; \lambda = 2; \rho = 1,5 \text{ г/см}^3$										
1	0,25	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	0,25	4	1,00	-0,62	1,25	0,10	0,06	-0,12	1,6	-2,48
3	0,25	9	1,80	-1,12	2,25	0,20	0,12	-0,25	1,6	-2,48
4	0,25	14	3,22	-2,01	4,02	0,40	0,25	-0,5	1,6	-2,5
5	0,25	19	5,60	-3,50	7,0	0,60	0,37	-0,75	1,6	-2,5
6	0,25	24	7,75	-4,84	9,68	1,10	0,68	-1,37	1,6	-2,5
7	0,25	29	9,62	-6,01	12,02	1,50	0,93	-1,87	1,6	-2,5
8	0,25	34	11,16	-6,97	13,95	1,85	1,15	-2,31	1,6	-2,49
9	0,25	39	13,95	-8,78	17,56	2,03	1,26	-2,53	1,6	-2,5
10	0,5	0	0	0	0	0	0	0	0	0

$N_0$	$e_0$	$F$ , кН	$s_1$ , мм	$u_1$ , мм	$i$ , $10^{-2}$	$s_2$ , мм	$u_2$ , мм	$i$ , $10^{-2}$	$x_c$ , мм	$\bar{z}_c$ , $10^{-3}$
$d^2 = 100 \text{ мм}; L = 300 \text{ мм}; \lambda = 2; \rho = 1,5 \text{ г/см}^3$										
11	0,5	4	1,80	-1,12	2,25	0,30	0,15	-0,3	1,6	-2,48
12	0,5	9	3,80	-2,37	4,75	0,55	0,3	-0,6	1,6	-2,49
13	0,5	14	6,22	-3,88	7,77	0,85	0,53	-1,06	1,6	-2,49
14	0,5	19	10,60	-6,62	13,25	1,10	0,68	-1,37	1,6	-2,49
15	0,5	24	13,75	-8,59	17,18	1,40	0,87	-1,75	1,6	-2,5
16	0,5	29	15,62	-9,76	19,52	1,60	1,0	-2,0	1,6	-2,5
17	0,5	34	18,16	-11,35	22,7	1,82	1,13	-2,27	1,6	-2,5
18	0,5	39	22,00	-13,75	27,5	2,10	1,3	-2,62	1,6	-2,5
$d^2 = 100 \text{ мм}; L = 400 \text{ мм}; \lambda = 2; \rho = 1,5 \text{ г/см}^3$										
1	-0,25	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	-0,25	4	1,20	-0,75	1,5	0,20	0,125	-0,25	1,6	-2,5
3	-0,25	9	2,60	-1,62	3,25	0,45	0,28	-0,56	1,6	-2,58
4	-0,25	14	4,32	-2,7	5,4	0,95	0,55	-1,16	1,6	-2,56
5	-0,25	19	6,30	-3,93	7,87	1,30	0,83	-1,62	1,6	-2,59
6	-0,25	24	8,52	-5,32	10,65	1,80	1,12	-2,25	1,6	-2,5

Продолжение табл. 5.3

$N_0$	$e_0$	$F$ , кН	$s_1$ , мм	$u_1$ , мм	$i$ , $10^{-2}$	$s_2$ , мм	$u_2$ , мм	$i$ , $10^{-2}$	$x_c$ , мм	$\bar{z}_c$ , $10^{-3}$
$d^2 = 100$ мм; $L = 400$ мм; $\lambda = 2$ ; $\rho = 1,5$ г/см <sup>3</sup>										
7	-0,25	29	10,74	-6,71	13,42	2,40	1,5	-3	1,6	-2,59
8	-0,25	34	12,93	-8,08	16,16	2,80	1,52	-3,5	1,6	-2,58
9	-0,25	39	15,13	-9,45	18,91	3,20	2	-4	1,6	-2,58
10	-0,5	0	0	0	0	0	0	0	0	0
11	-0,5	4	2,20	-1,35	2,75	0,50	0,31	-0,62	1,6	-2,61
12	-0,5	9	4,20	-2,52	5,25	0,80	0,5	-1	1,6	-2,78
13	-0,5	14	8,42	-5,25	10,52	1,40	0,75	-1,75	1,6	-2,54
14	-0,5	19	12,30	-7,53	15,37	2,10	1,31	-2,62	1,6	-2,53
15	-0,5	24	15,52	-9,52	19,4	2,80	1,52	-3,5	1,6	-2,55
16	-0,5	29	18,74	-11,53	23,42	3,70	2,31	-4,62	1,6	-2,56
17	-0,5	34	21,06	-13,15	26,32	4,10	2,51	-5,12	1,6	-2,56
18	-0,5	39	23,60	-14,52	29,5	4,50	2,82	-5,62	1,6	-2,56
19	0,25	0	0	0	0	0	0	0	0	0
20	0,25	4	0,90	-0,56	1,12	0,05	0,03	-0,06	1,6	-2,5
21	0,25	9	1,80	-1,12	2,25	0,10	0,06	-0,12	1,6	-2,48

$N_0$	$e_0$	$F$ , кН	$s_1$ , мм	$u_1$ , мм	$i$ , $10^{-2}$	$s_2$ , мм	$u_2$ , мм	$i$ , $10^{-2}$	$x_c$ , мм	$\bar{z}_c$ , $10^{-3}$
$d^2 = 100 \text{ мм}; L = 400 \text{ мм}; \lambda = 2; \rho = 1,5 \text{ г/см}^3$										
22	0,25	14	2,62	-1,63	3,27	0,15	0,09	-0,18	1,6	-2,49
23	0,25	19	4,44	-2,77	5,55	0,30	0,18	-0,37	1,6	-2,49
24	0,25	24	5,95	-3,71	7,43	0,60	0,37	-0,75	1,6	-2,49
25	0,25	29	7,62	-4,76	9,52	0,90	0,56	-1,12	1,6	-2,5
26	0,25	34	9,16	-5,72	11,45	1,20	0,75	-1,5	1,6	-2,49
27	0,25	39	13,52	-8,7	17,4	1,50	0,93	-1,87	1,6	-2,5
28	0,5	0	0	0	0	0	0	0	0	0
29	0,5	4	1,33	-0,83	1,66	0,10	0,06	-0,12	1,6	-2,5
30	0,5	9	2,70	-1,68	3,37	0,30	0,18	-0,37	1,6	-2,49
31	0,5	14	4,32	-2,7	5,4	0,60	0,37	-0,75	1,6	-2,5
32	0,5	19	7,44	-4,65	9,3	0,90	0,56	-1,12	1,6	-2,5
33	0,5	24	10,95	-6,84	13,68	1,20	0,75	-1,5	1,6	-2,5
34	0,5	29	14,92	-9,32	18,65	1,50	0,93	-1,87	1,6	-2,49
35	0,5	34	17,16	-10,72	21,45	1,70	1,06	-2,12	1,6	-2,49
36	0,5	39	21,40	-13,37	26,75	1,90	1,18	-2,37	1,6	-2,49

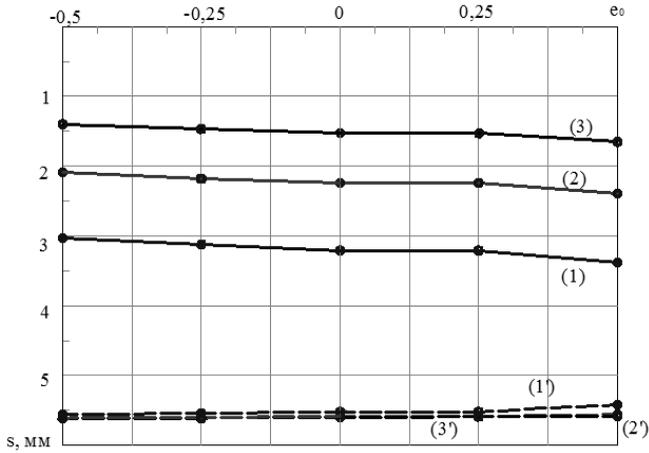
**5.4. Сравнение результатов опытов**  
**при  $d_2 = 100$  мм;  $h = 200$  мм;  $\rho = 1,5$  г/см<sup>3</sup>;  $e_0 = 0,25$**

<i>L</i> , мм	Перемещения моделей					
	ненагруженной			нагруженной		
	<i>s</i> <sub>1</sub> , мм	<i>u</i> <sub>1</sub> , мм	<i>i</i> <sub>1</sub> , 10 <sup>-2</sup>	<i>s</i> <sub>2</sub> , мм	<i>u</i> <sub>2</sub> , мм	<i>i</i> <sub>2</sub> , 10 <sup>-2</sup>
100	14,8	14,08	-9,1	17,6	4,02	2,66
200	14,02	-8,96	17,52	3,10	2,03	-3,87
300	13,95	-8,78	17,56	2,03	1,26	-2,53
400	13,52	-8,7	17,4	1,50	0,93	-1,87

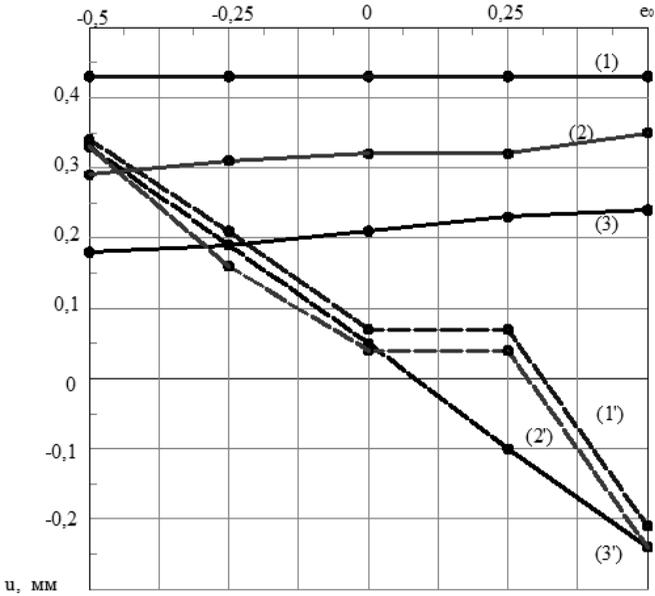
**5.5. Сравнение результатов опытов**  
**при  $d_2 = 100$  мм;  $h = 200$  мм;  $\rho = 1,5$  г/см<sup>3</sup>;  $e_0 = 0,5$**

<i>L</i> , мм	Перемещения моделей					
	ненагруженной			нагруженной		
	<i>s</i> <sub>1</sub> , мм	<i>u</i> <sub>1</sub> , мм	<i>i</i> <sub>1</sub> , 10 <sup>-2</sup>	<i>s</i> <sub>2</sub> , мм	<i>u</i> <sub>2</sub> , мм	<i>i</i> <sub>2</sub> , 10 <sup>-2</sup>
100	23,08	-14,82	28,85	6,20	4,07	-7,75
200	22,70	-14,38	28,37	4,05	3,2	-5,06
300	22,00	-13,75	27,5	2,10	1,3	-2,62
400	21,40	-13,37	26,75	1,90	1,18	-2,37

a)



б)



**Рис. 5.14.** Графики зависимости осадки (a) и горизонтального перемещения (б) модели от  $e_0$  для ненагруженной  $s_2, u_2$  (сплошные линии) и нагруженной  $s_1, u_1$  (пунктир) моделей при  $d_1 = d_2 = 10$  см;  $\lambda = 2$ ;  $\rho = 1,5$  г/см<sup>3</sup>;  $\bar{L}$  : 1 – 2; 2 – 3; 3 – 4;  $F = 39$  кН

### 5.6. Расчетные данные

$\bar{L}$	$e_0$	$F, \text{ кН}$	Перемещения центра сечения моделей ( $s, u$ в мм; $i, 10^{-2}$ )																	
			нагруженных					ненагруженных					относительные величины							
			$s_1$	$u_1$	$i_1$	$s_2$	$u_2$	$i_2$	$s_2/s_1$	$u_2/u_1$	$i_2/i_1$									
2	0	34	4,81	0,06	-0,09	2,80	0,38	0,38	0,58	6,71	3,07									
2	0	39	5,52	0,07	-0,10	3,21	0,43	0,43	0,58	6,65	3,16									
2	0,25	34	4,81	0,06	-0,09	2,80	0,38	0,38	0,58	6,71	2,85									
2	0,25	39	5,52	0,07	-0,10	3,21	0,43	0,43	0,58	6,65	3,16									
2	0,50	34	4,78	-0,18	-0,03	2,95	0,38	0,38	0,62	-2,07	7,12									
2	0,50	39	5,42	-0,21	-0,04	3,38	0,43	0,43	0,62	-2,07	6,73									
3	0	34	4,87	0,04	-0,05	1,95	0,28	0,28	0,40	7,29	6,55									
3	0	39	5,59	0,04	-0,05	2,24	0,32	0,32	0,40	7,23	6,53									
3	0,25	34	4,87	0,04	-0,05	1,95	0,28	0,28	0,40	7,29	6,55									
3	0,25	39	5,59	0,04	-0,05	2,24	0,32	0,32	0,40	7,23	6,53									
3	0,50	34	4,85	-0,21	-0,09	2,09	0,31	0,31	0,43	-1,46	2,88									
3	0,50	39	5,56	-0,24	-0,10	2,39	0,35	0,35	0,43	-1,46	2,91									
4	0	34	4,88	0,04	-0,03	1,33	0,18	0,18	0,27	4,69	9,30									
4	0	39	5,60	0,05	-0,03	1,53	0,21	0,21	0,27	4,67	10,00									
4	0,25	34	4,87	-0,09	-0,04	1,39	0,20	0,20	0,28	-2,33	6,82									
4	0,25	39	5,59	-0,10	-0,05	1,59	0,23	0,23	0,28	-2,34	6,81									
4	0,50	34	4,87	-0,21	-0,10	1,44	0,21	0,21	0,30	-1,00	2,43									

$\bar{L}$	$e_0$	$F, \text{кН}$	Перемещения центра сечения моделей ( $s, u$ в мм; $i, 10^{-2}$ )									
			нагруженных			ненагруженных			относительные величины			
			$s_1$	$u_1$	$i_1$	$s_2$	$u_2$	$i_2$	$s_2/s_1$	$u_2/u_1$	$i_2/i_1$	
4	0,50	39	5,58	-0,24	-0,13	1,65	0,24	0,24	0,30	-1,02	2,30	
2	-0,25	34	4,83	0,18	-0,16	2,72	0,38	-0,32	0,56	2,09	2,08	
2	-0,25	39	5,54	0,21	-0,18	3,12	0,43	-0,37	0,56	2,08	2,09	
2	-0,50	34	4,85	0,30	-0,21	2,65	0,38	-0,36	0,55	1,27	1,68	
2	-0,50	39	5,56	0,34	-0,25	3,03	0,43	-0,41	0,54	1,28	1,66	
3	-0,25	34	4,88	0,14	-0,10	1,90	0,27	-0,32	0,39	1,93	3,19	
3	-0,25	39	5,60	0,16	-0,12	2,18	0,31	-0,37	0,39	1,91	3,20	
3	-0,50	34	4,89	0,29	-0,18	1,82	0,25	-0,35	0,37	0,87	1,93	
3	-0,50	39	5,61	0,33	-0,21	2,09	0,29	-0,40	0,37	0,87	1,96	
4	-0,25	34	4,89	0,16	-0,10	1,28	0,17	-0,30	0,26	1,02	3,02	
4	-0,25	39	5,61	0,19	-0,12	1,47	0,19	-0,34	0,26	1,02	2,92	
4	-0,50	34	4,90	0,29	-0,17	1,22	0,15	-0,31	0,25	0,53	1,84	
4	-0,50	39	5,62	0,33	-0,19	1,40	0,18	-0,36	0,25	0,53	1,84	

$$\overline{x_{c1}} = \frac{u_1}{t_1 R}; \overline{z_{c1}} = \frac{s_1}{t_1 R}; \overline{x_{c2}} = \frac{u_2}{t_2 R}; \overline{z_{c2}} = \frac{s_2}{t_2 R}$$

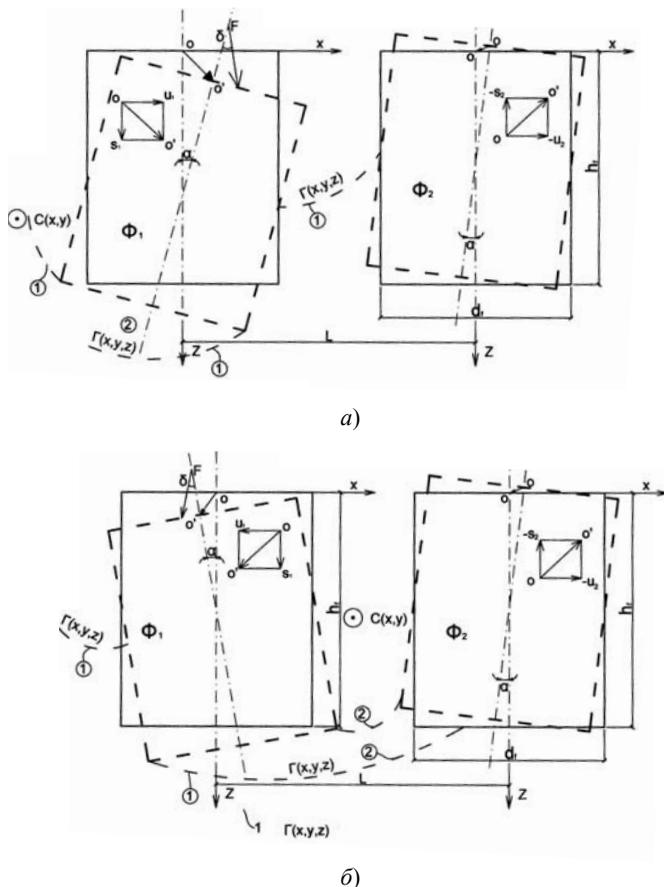
### 5.7. Расчет перемещений моделей

$\bar{L}$	$e_0$	$F, \text{кН}$	Координаты мгновенной оси вращения моделей			
			$\bar{z}_{c1}$	$\bar{x}_{c1}$	$\bar{z}_{c2}$	$\bar{x}_{c2}$
2	0	34	-1,046	-0,012	-0,198	-0,027
2	0	39	-1,077	-0,013	-0,198	-0,027
2	0,25	34	-1,046	-0,012	-0,213	-0,029
2	0,25	39	-1,077	-0,013	-0,198	-0,027
2	0,50	34	-3,294	0,126	-0,285	-0,037
2	0,50	39	-3,053	0,118	-0,283	-0,036
3	0	34	-2,117	-0,017	-0,130	-0,018
3	0	39	-2,108	-0,017	-0,129	-0,018
3	0,25	34	-2,117	-0,017	-0,130	-0,018
3	0,25	39	-2,108	-0,017	-0,129	-0,018
3	0,50	34	-1,108	0,048	-0,166	-0,024
3	0,50	39	-1,118	0,048	-0,165	-0,024
4	0	34	-3,202	-0,026	-0,094	-0,013
4	0	39	-3,447	-0,028	-0,094	-0,013
4	0,25	34	-2,500	0,044	-0,104	-0,015

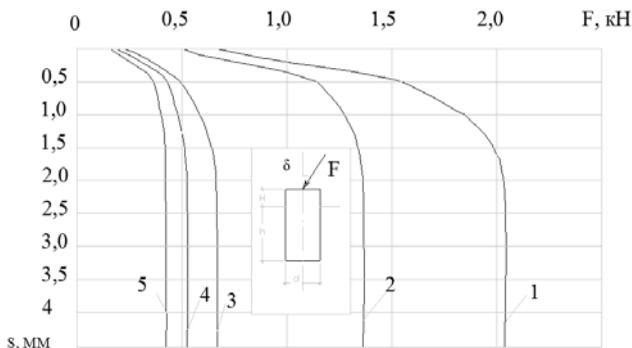
$\bar{L}$	$e_0$	$F, \text{кН}$	Координаты мгновенной оси вращения моделей			
			$\bar{z}_{c1}$	$\bar{x}_{c1}$	$\bar{z}_{c2}$	$\bar{x}_{c2}$
4	0,25	39	-2,485	0,043	-0,104	-0,015
4	0,50	34	-0,927	0,040	-0,113	-0,016
4	0,50	39	-0,893	0,038	-0,115	-0,017
2	-0,25	34	-0,623	-0,023	-0,169	-0,023
2	-0,25	39	-0,628	-0,023	-0,169	-0,023
2	-0,50	34	-0,452	-0,027	-0,148	-0,021
2	-0,50	39	-0,456	-0,028	-0,148	-0,021
3	-0,25	34	-0,966	-0,027	-0,118	-0,017
3	-0,25	39	-0,974	-0,028	-0,119	-0,017
3	-0,50	34	-0,546	-0,032	-0,104	-0,014
3	-0,50	39	-0,537	-0,031	-0,104	-0,014
4	-0,25	34	-0,967	-0,032	-0,087	-0,011
4	-0,25	39	-0,998	-0,033	-0,086	-0,011
4	-0,50	34	-0,578	-0,034	-0,078	-0,010
4	-0,50	39	-0,575	-0,034	-0,078	-0,010

## 5.4. ВЗАИМНОЕ ВЛИЯНИЕ ФУНДАМЕНТОВ ПРИ ДЕЙСТВИИ ВНЕЦЕНТРИННОЙ НАКЛОННОЙ СИЛЫ

Типичный график  $s = f(F, \delta, h)$  показан на рис. 5.15. Получены и другие зависимости  $\Delta = f(F, \delta, \lambda, e)$ , где  $\Delta \rightarrow s, u, i$ . Сравнение экспериментальных данных с расчетными (Б. И. Далматов) показало, что расхождение между ними значительно и связано с особенностями теоретических моделей. Рассмотрим два случая: фундамент поворачивается по (рис. 5.15, а) и против часовой стрелки (рис. 5.15, б).



**Рис. 5.15. Механизм взаимодействия фундаментов при  $\delta > 0$  (а) и  $\delta < 0$  (б):**  
 1 – след поверхности скольжения; 2 – область пластических деформаций



**Рис. 5.16. Зависимость осадки фундамента от нагрузки при  $d^* = 0$ ,  $\lambda = 1$  и  $\delta$ , град:**  
 1 – 0; 2 – 5; 3 – 10; 4 – 15; 5 – 20

В первом случае при вращении вокруг мгновенного центра вращения  $c(x, y)$  со стороны передней грани формируется область выпора грунта, захватывающая впереди расположенные фундаменты. При разрушении основания область выпора смещается вверх, увлекая нагруженные фундаменты. Вектор перемещений в центре их направлен под некоторым углом вверх. Во втором случае (рис. 5.15, б) наблюдается следующая картина. При достижении нагрузки предельной величины грунт из-под подошвы смещается вправо по образующейся поверхности скольжения. Если  $c(x, y)$  выше подошвы, то грунт у низа задней грани перемещается также вправо; при расположении  $c(x, y)$  ниже подошвы влияния этого давления на грунт не будет.

Выше границы области  $\Gamma(x, y, z)$  находится область пластических деформаций.

Опыты проводили в маловлажном песке при  $\rho = 1,65 \text{ г/см}^3$ ;  $\omega = 0,05$ ;  $d_f = 20 \text{ см}$ ;  $\bar{L} = L/d_f = 1, 2, 3, 6$ ;  $\lambda_f = 0; 0,5; 1; 15$ ;  $\delta = 0, 10^\circ$ ;  $e = 0; -0,25$ .

Эксперименты показали (табл. 5.7), что перемещения нагруженной модели при  $\bar{F} < 0,5$  ( $\bar{F} = F/F_u$ , где  $F_u$  – предельная нагрузка) появляются вследствие проявления пуассонова эффекта. При  $\bar{F} > 0,75$  формируются поверхности скольжения, приводящие к некоторому подъему и повороту в противоположную сторону модели  $\Phi 2$ .

Значения перемещений нагруженной ( $s_1, u_1$ ) и ненагруженной ( $s_2, u_2$ ) моделей приведены в табл. 5.7 и 5.8.

Перемещения нагруженной модели при предельной нагрузке  $s_u, u_u$  представлены в табл. 5.9, а величины разрушающей нагрузки – в табл. 5.10.

**5.8. Влияние относительных величин заглубления и расстояний между моделями на их осадки при  $e_0 = -0,25$ ;  $\delta = 10^\circ$**

$\lambda_f$	$u_1, s_2, \text{ мм}$	Перемещения моделей при $\bar{L}$				
		0	1	2	3	6
		$\bar{F}_{\Phi 1} = 0,5$				
0	$u_1$	2,5	3,0	3,4	4	4
	$s_2$	-0,3	-0,2	-0,1	0	0
0,5	$u_1$	2,7	3,3	3,7	4,5	4,5
	$s_2$	-0,4	-0,3	-0,1	0	0
1	$u_1$	3,2	3,6	3,9	4,5	5
	$s_2$	-0,4	-0,4	-0,25	0	0
2	$u_1$	3,6	3,9	4,4	5,4	6
	$s_2$	-0,6	-0,5	-0,32	0	0
		$\bar{F}_{\Phi 1} = 0,9$				
0	$u_1$	3,8	4,2	5,3	6,6	7
	$s_2$	-1,1	-1,0	-0,8	-0,4	0
0,5	$u_1$	4,2	5,0	5,5	7,0	8,3
	$s_2$	-1,3	-1,1	-0,7	-0,5	0
1	$u_1$	4,5	5,3	5,8	7,5	9,4
	$s_2$	-1,5	-1,1	-0,7	-0,5	0
2	$u_1$	5,0	5,9	6,3	8,2	11
	$s_2$	-1,5	-1,2	-0,6	-0,3	0

В таблице приведены величины горизонтальных перемещений ненагруженных моделей в уровнях поверхности основания. В обоих случаях они направлены вправо. Численные значения перемещений близки к величинам осадок  $s_2$ .

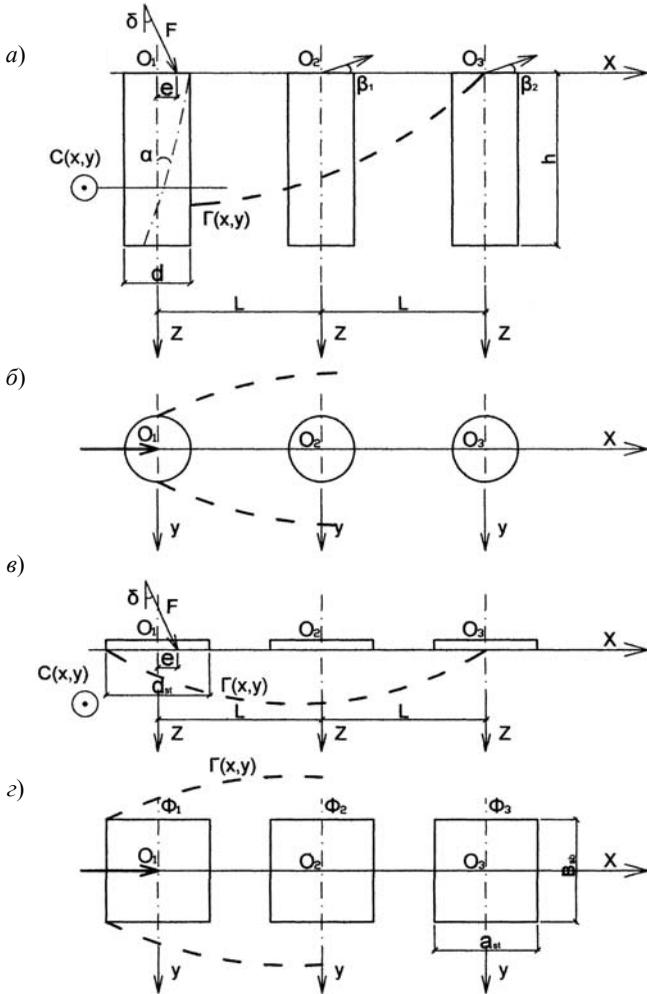
**5.9. Перемещения моделей фундаментов  
при  $F \rightarrow F_u, e_0 = 0$  и  $\delta = 10^\circ$**

$\bar{L}$	Перемещения, мм	$\lambda_f$			
		0	0,5	1	1,5
1	$s_u$	10	13	16	19
	$u_u$	7	9	11	14
	$s'_1$	1	1,3	1,6	2,1
	$u'_1$	0,6	0,8	1,1	1,6
2	$s_u$	8	11	13	16
	$u_u$	5	7	9	12
	$s'_1$	0,8	1	1,3	1,9
	$u'_1$	0,5	0,7	0,9	1,4
3	$s_u$	6	8	10	13
	$u_u$	4	6	8	10
	$s'_1$	0,6	0,8	1,1	1,6
	$u'_1$	0,4	0,7	0,9	1,3
6	$s_u$	5	7	8,5	10
	$u_u$	3	5	7	9
	$s'_1$	0	0,2	0,3	0,5
	$u'_1$	0	0	0,2	0,4

**5.10. Относительные величины разрушающей нагрузки  
при  $e_0 = 0$  и  $\delta = 10^\circ$**

$\bar{L}$	$\bar{F}_u$ при $\lambda_f$			
	0	0,5	1,5	1,5
1	1,6	2,4	4,0	5,7
2	1,4	2,1	3,3	5,1
3	1,2	1,9	2,5	4,0
6	1,0	1,5	1,9	3,0

Возможен случай расположения фундаментов в ряд, например вдоль оси  $x$ . При  $\delta > 0, e_0 > 0$  модель вращается вокруг мгновенного центра  $c(x, y)$  (рис. 5.17).



**Рис. 5.17. Влияние нагруженной плоской системой сил заглубленного цилиндрического фундамента и незаглубленного квадратного штампа на соседние:**  
*а, б* – заглубленная цилиндрическая модель;  
*в, г* – незаглубленный квадратный штамп

Перед моделью формируется поверхность скольжения, следы которой показаны на рис. 5.17, *a*, *б*. Она захватывает впереди расположенные фундаменты. Возможно их смещение. Опыты [111] показали, что длина проекции поверхности скольжения на ось *x* достигает  $6d$ . Векторы перемещения центров ненагруженных моделей фундаментов направлены под углами  $\beta$  вверх.

Рассмотрим случай размещения незаглубленных квадратных фундаментов также вдоль оси *x*. Положение точки  $c(x, y)$  зависит, в первую очередь, от ( $e/\delta$  и  $F$ ). Поверхность скольжения может проходить с захватом грунта под подошвой (охватывая ее полностью (рис. 5.17, *в*) или частично). В зону ее влияния попадают Ф2 и Ф3. Вектор их перемещения также направлен вверх под некоторым углом  $\beta$ .

Ненагруженные фундаменты в зоне влияния получают дополнительные перемещения: осадку, горизонтальное смещение и крен. Соотношения перемещений для  $O_1$  (нагруженной),  $O_2$ ,  $O_3$  (ненагруженных моделей) в среднем составило 100, 8 и 2%. Кроме того, угол наклона вектора перемещений с удалением от 1-й модели приближается к горизонтали.

## 5.5. ВЛИЯНИЕ НАГРУЖЕННОГО ФУНДАМЕНТА МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ НА НЕСУЩЮЮ СПОСОБНОСТЬ СВАЙ

В практике такие случаи встречаются часто. Например, при усилении перекрытий стальными балками опорами колонн являются фундаменты мелкого заложения. Они располагаются, как правило, вблизи фундаментов здания, в том числе и свайных. Дополнительные нагрузки от отдельных фундаментов на сваи могут быть существенными.

Нагрузку на стальной жесткий штамп диаметром 36 см передавали ступенями по 2 кН. На расстоянии  $3d_p$  ( $d_p = 3$  см) от края штампа забивали модели призматических свай с шагом  $3d$  ( $\bar{L} = L/d_p = 3,6$  и  $9$ ). Длина свай  $l_p = 45$  см. Усилия на модели свай определяли по показаниям динамометров, упирающихся в стальную балку. По изменению начальных небольших усилий в динамометрах определяли величину и знак дополнительных усилий от нагружения штампа.

Результаты экспериментов представлены на рисунках. Все сваи получили осадки и усилия на них уменьшились (рис. 5.18).

Зависимости перемещений штампа и сваи показаны на рис. 5.19 и 5.20.

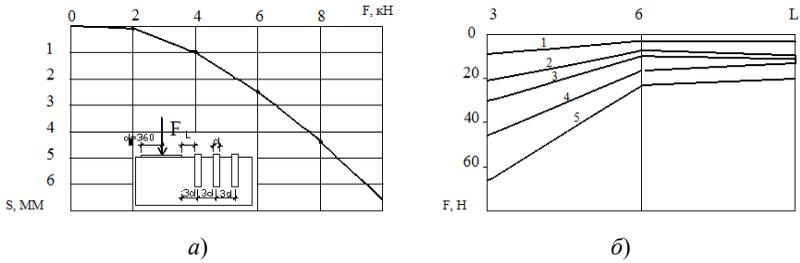


Рис. 5.18. Зависимость осадки штампа от нагрузки (а), усилия на сваи (б) от нагрузки на штамп и расстояния до сваи  $F_{st}$ , кН: 1 – 2; 2 – 4; 3 – 6; 4 – 8; 5 – 10

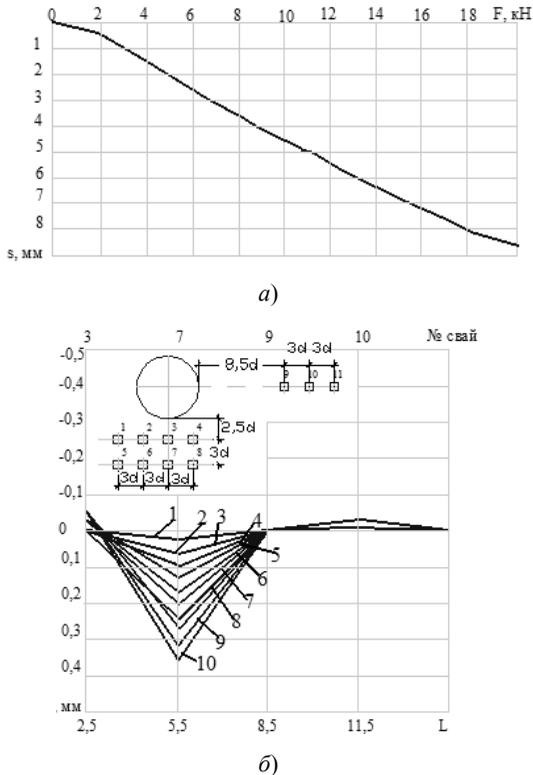
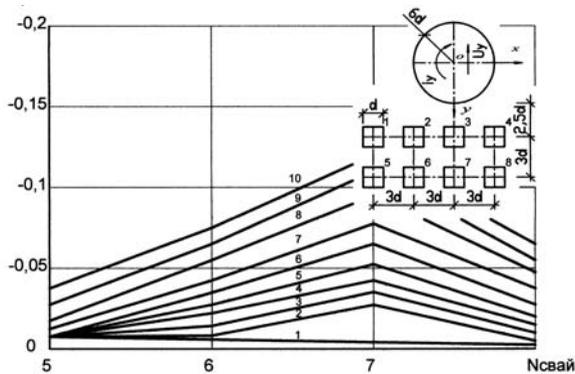
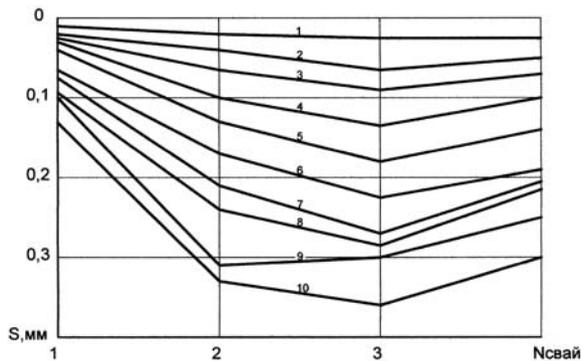


Рис. 5.19. Зависимость осадки штампа от нагрузки  $e_0 = \delta = 0$  (а); вертикальных перемещений ранее забитых моделей свай (б) (3, 7, 9, 10, 11) от расстояния до них  $F_{st}$ , кН: 1 – 2; 2 – 4; 3 – 6; 4 – 8; 5 – 10; 6 – 12; 7 – 14; 8 – 16; 9 – 18; 10 – 20



a)



б)

**Рис. 5.20. Зависимость вертикальных перемещений свай при нагружении осевой вертикальной силой круглого штампа:**  
*a* – подъем; *б* – опускание; нагрузка (кН): 1 – 0,1; 2 – 0,2; 3 – 0,3; 4 – 0,4; 5 – 0,5; 6 – 0,6; 7 – 0,7; 8 – 0,8; 9 – 0,9; 10 – 1;  
 для  $F = 7 \text{ кН}$   $i_y = 4,3 \cdot 10^{-3}$ ;  $u_y = 2,34 \text{ мм}$

**Влияние ленточных фундаментов на свайные.** В практике строительства встречаются случаи, когда рядом расположенные здания имеют разные конструкции фундаментов, например, одно построено на сваях, другое – на лентах. Если сваи забивные, то пристраиваемым может быть здание на ленточных фундаментах. Это вызвано тем, что в процессе забивки свай от вибрации повреждаются близко расположенные конструкции. Для буронабивных свай очередность строительства не имеет значения.

Напряженные зоны от фундаментов распространяются в грунте. Возможно их пересечение и наложение. Вследствие этого возрастают напряжения, возникают дополнительные перемещения, в том числе крены. Углы наклона напряженных зон для свай принимают  $\varphi/4$  ( $\varphi$  – угол внутреннего трения грунта), для фундаментов мелкого заложения –  $30...45^\circ$ .

Рассмотрим случай, когда давление от ленточных фундаментов пристраиваемого здания передается на сваи. Трение  $f$  по боковой поверхности, направленное вверх, снижается на величину  $\tau_{z0}$ , т.е.

$$\hat{f} = (f - \tau_{z0}). \quad (5.6)$$

Величина  $\tau_{z0}$  распределена неравномерно по периметру сваи. Для свай круглого поперечного сечения дополнительное давление с «теневого» стороны равно нулю, со стороны влияющего ленточного фундамента дополнительное нормальное и вертикальное касательные напряжения распределены неравномерно. Таким образом, трение по «напорной» грани  $\hat{f} < f$ , где  $f$  – трение по боковой поверхности, определенное по рекомендациям СНиП. Угол рассеивания напряжений может быть принят равным  $\varphi$ . Величина  $\tau_{z0}$  обратно пропорциональна расстоянию  $l$ .

Неравномерное распределение касательных напряжений по периметру сваи вызывает дополнительный изгибающий момент  $M_y$  и крен  $i_y$  в сторону влияющего ленточного фундамента.

По этой причине свая будет испытывать сложное напряженное состояние. Кроме того, напряжения  $\tau_{z0}$  по глубине неравномерны. Наибольшие дополнительные напряжения будут в верхней точке зоны рассеивания, так как здесь наименьшее расстояние от сваи до фундамента. Вследствие этого  $M_y = f(z)$  и  $i_y = f(z)$ . Наименьшее в нижней границе этой сваи.

Проведенный анализ и экспериментальные наблюдения показали, что силовой поток от нагруженного фундамента (в рассмотренном случае ленточного), встретив на пути другую конструкцию (сваю), изменяет напряженно-деформированное состояние последней и может существенно снизить несущую способность.

На практике часто используют плитно-свайные фундаменты, когда монолитная железобетонная плита жестко соединяет головы всех свай. Такое решение иногда применяют и для усиления фундаментов. Плита воспринимает до 50% общей нагрузки. Осадка отдельной плиты многократно превышает осадки одиночных свай и больше осадки свайно-плитного фундамента.

Давление от плиты передается на грунт и далее на сваи. Возможно появление эффекта отрицательного трения. Перемещения (осадки) сваи резко возрастают из-за дополнительной на них нагрузки и совместной работы элементов фундамента – свай и плиты.

Решение такой задачи с использованием фундаментальных уравнений Р. Миндлина в упругой стадии не отражает реальной картины. Грунт вокруг сваи испытывает течение, а под плитой находится в стадии уплотнения. Кроме того, уравнения справедливы для среды, одинаково сопротивляющейся снижению и растяжению. Грунт, как известно, работает на сжатие. Решение Р. Миндлина относится к среде, для которой характерна значительная распределительная способность. Для грунтов напряжения распространяются на значительно меньшее расстояние.

Отмеченные особенности взаимодействия подземных конструкций необходимо учитывать в расчетах.

### 5.6. ВЛИЯНИЕ ОГРАЖДАЮЩИХ СТЕНОК НА ПЕРЕМЕЩЕНИЯ ОТДЕЛЬНОГО ЦЕНТРАЛЬНО НАГРУЖЕННОГО ШТАМПА

При устройстве новых фундаментов рядом с существующими происходят изменения в НДС грунтового массива. Силовые поля изменяют свое направление и интенсивность.

Рассмотрим случай устройства отдельного фундамента рядом с ленточным, расположенным с одной или с двух сторон (рис. 5.21).

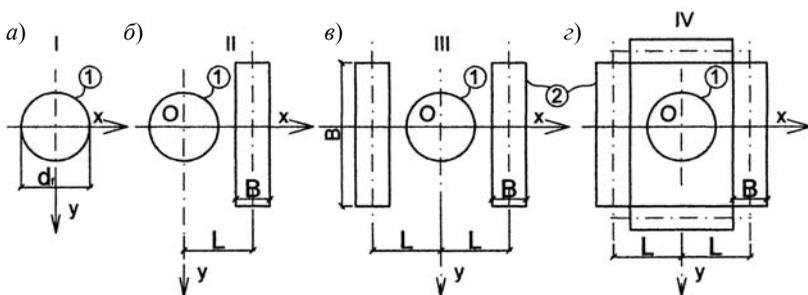


Рис. 5.21. Схема расположения опытных моделей ленточного фундамента с одной (б, д, ж), двух (в, е, и) и четырех (з) сторон от круглой модели при  $\lambda_f = 0$  (а, б, в, г, д, е) и  $\lambda_f > 0$  (ж, з, и):

1 – нагруженная модель; 2 – ненагруженные ленточные; 3 – уплотненное ядро; 4 – след поверхности скольжения; 5 – эпюра давления грунта от силы трения по боковой поверхности

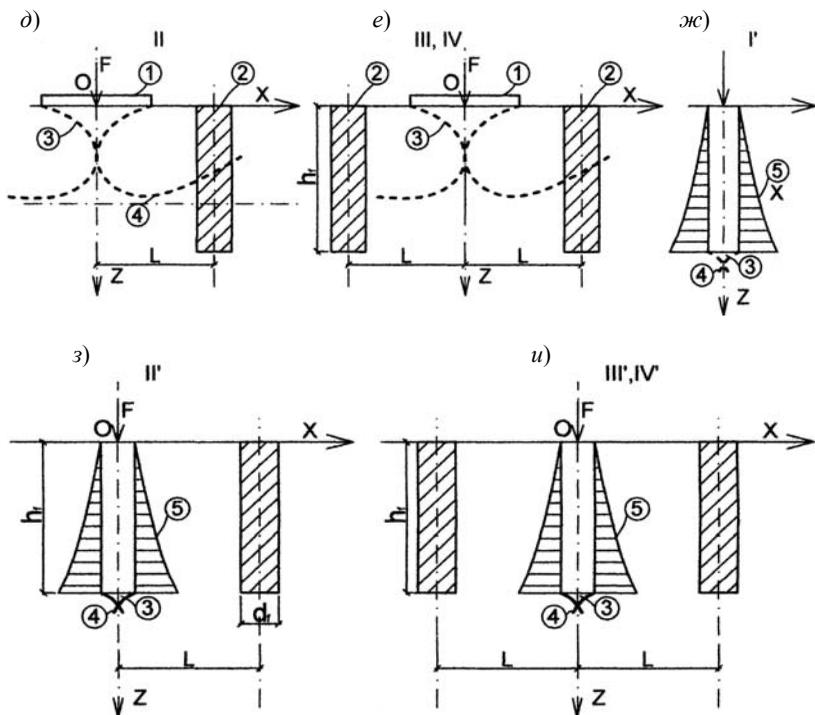


Рис. 5.21. Окончание

В экспериментах предусматривалось оценить влияние ленточных фундаментов на несущую способность отдельно.

**Влияние ограждающих стенок.** В опытах принимали  $D_f = 20$  см;  $d_f = 10$  см;  $B = 4D_f = 80$  см;  $B' = 4d_f = 40$  см;  $l' = L/d_f = 1; 1,5; 2; 2,5; 6$ ;  $L' = L/D_f = 0,75; 1,25; 1,75; 2,25; 6$ ;  $\lambda_f = h_f/d_f = 0; 1; 2$ ;  $\rho = 1,6$  г/см<sup>3</sup>.

В опытах по схемам I – IV модель незаглубленного жесткого фундамента оказывала влияние на заглубленную стенку; по схемам I' – IV' глубина нагруженной модели и стенки одинаковая.

Нагрузку на модель отдельного фундамента передавали гидравлическим домкратом ступенями  $\Delta F \approx 0,1F_u$ . Перемещения моделей измеряли индикаторами часового типа, закрепленными на независимой реперной раме. Влияние стенок оценивали по величине  $F' = F_{u1}/F_{u1'}$ , I = II, III, IV, II', III', IV'. Результаты опытов приведены в табл. 5.11 и 5.12.

### 5.11. Влияние ограждающих стенок и их заглубления на несущую способность незаглубленного штампа

$L'$	$\lambda_f$	Величины $F$ при схемах расположения моделей			
		I	II	III	IV
6	0	1	1	1	1
	0,5				
	1				
	2				
0,75	0		1,1	1,6	2,2
	0,5		1,2	1,8	2,5
	1		1,3	2,6	4,0
	2		1,4	2,9	4,4
1,25	0		1	1,1	1,2
	0,5		1,2	1,7	3,0
	1		1,3	2,2	3,6
	2		1,5	2,5	4,2
1,75	0		1	1	1,1
	0,5		1,1	1,2	1,5
	1		1,2	1,4	2,1
	2		1,3	1,7	2,4
2,25	0		1	1	1,2
	0,5		1	1,1	1,4
	1		1,1	1,3	1,6
	2		1,2	1,4	1,8

### 5.12. Влияние ограждающих стенок и их заглубления на несущую способность цилиндрических моделей

$\bar{L}$	$\lambda_f$	Величины $\bar{F}$ при схемах расположения моделей			
		I'	II'	III'	IV'
10	0	1	1	1	1
	1	2	2,1	2	2,3
	2	3,5	3,5	3,5	4
1	0	1	1,2	2,1	3,4
	1	2	2,5	3,8	6,8
	2	3,5	4	7,3	1,1
1,5	0	1	1,3	2	3,3
	1	2	2,3	3,5	6,2
	2	3,5	3,8	6,8	9,6
2	0	1	1	2,1	3,0
	1	2	2,2	3,6	5,8
	2	3,5	3,5	6,8	8,8
2,5	0	0	1	1,6	2,8
	1	1	2,2	2,5	4,8
	2	2	3,7	5,1	7,5

Стенки ограничивают боковые деформации, уменьшают осадки при  $F = \text{const}$ , способствуют увеличению участка примерно пропорциональной зависимости графика  $s = f(F)$ . Величина  $s = f(F, L, \lambda_f)$ , а также зависит от взаимного расположения моделей. При одностороннем ограничении перемещений (схемы II, II') возникает крен в направлении стенки. Величина крена возрастает с уровнем нагрузки и уменьшением относительного заглубления (для схем II, III, IV). В зависимости от отмеченных факторов величина крена колеблется от 0,001 до 0,005. При  $\bar{F} = \text{const}$  осадки для схем III снижаются до 30%, схем – IV – 60%.

Конструкции конечной жесткости наиболее часто подвергаются деформациям изгиба. При этом  $u(z)$ ,  $i(z)$ ,  $M(z)$  и  $p(z)$ , т.е. при одинаковой жесткости конструкции по глубине перемещения, моменты и контактные напряжения изменяются с глубиной (рис. 5.22, а). Максимальные моменты будут на некоторой глубине  $d_0$ , по которым можно запроектировать армирование. Принцип независимости действия сил не соблюдается. К примеру (рис. 5.22, б), горизонтальные перемещения головы сваи зависят не только от величины горизонтальной силы, но и от вертикальной. Несущая способность зависит не только от величины момента, но и от соотношения величины продольной силы и эксцентриситета.

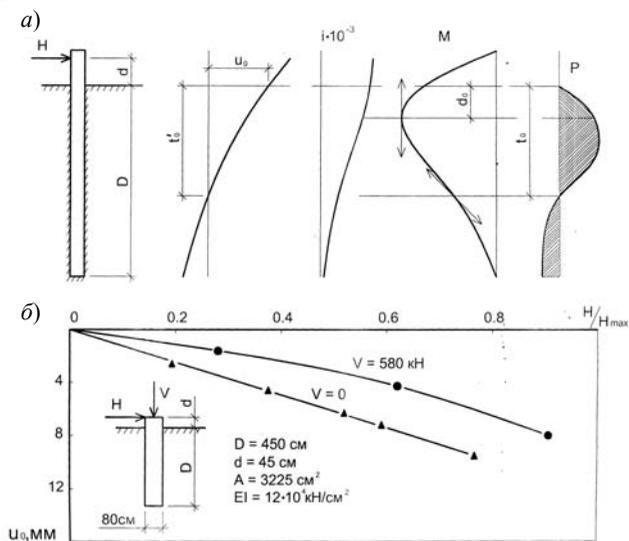


Рис. 5.22. Опыты Керзеля и Адама со сваями разной формы и жесткости в глинистом основании

## ВЫВОДЫ К ГЛАВЕ 5

- С увеличением относительного эксцентриситета при постоянном расстоянии между фундаментами осадки (вертикальные перемещения) ненагруженного фундамента возрастают до 58% от осадки нагруженного.
- С увеличением расстояния между фундаментами при постоянном относительном эксцентриситете осадки ненагруженного фундамента уменьшаются примерно в 2 раза.
- Вертикальные перемещения ненагруженного фундамента от влияния близко расположенно нагруженного фундамента считаются значительными. Эти дополнительные перемещения оказывают негативное влияние на деформации надземных частей зданий (сооружений).
- Значения расчетной осадки нагруженного фундамента меньше экспериментальных на 24...53%, а осадки ненагруженного фундамента больше экспериментальных в 2 раза, особенно при меньшем расстоянии между фундаментами.

## Глава 6

### РАСЧЕТ БОЛТОВЫХ СОЕДИНЕНИЙ ЛЕГКИХ РАМ

#### 6.1. РАСЧЕТ БОЛТОВЫХ СОЕДИНЕНИЙ С УЧЕТОМ ДОПОЛНИТЕЛЬНЫХ СИЛ

Болтовые соединения металлических конструкций широко применяются на практике. Жесткость соединяемых элементов не учитывают. Однако экспериментальные исследования европейских [194] и американских [178] ученых показали, что в случае гибких связей возникают дополнительные силы, получившие название Prying action.

Ниже рассмотрено их влияние на примере соединения таврового профиля к стенке колонны двумя болтами.

**Концепция дополнительных сил.** Введем понятие приведенной ширины таврового профиля « $p$ »

$$p = 2W_T/n_b, \quad (6.1)$$

где  $W_T$  – ширина полки тавра, присоединяемого к стенке колонны, параллельной стенке таврового профиля;  $n_b$  – число болтов в соединении.

Дополнительная сила  $Q$  появляется при деформировании полки (рис. 6.1).

$2T$  – растягивающая сила, действующая на тавровый профиль, (в общих случаях действует сила  $Tn_b$ );  $B$  – растягивающая сила, действующая на каждый болт;  $Q$  – дополнительная сила;  $g_t$  – расстояние между осями болтов;  $a$  – расстояние от грани полки тавра до оси болта;  $b$  – расстояние от грани стенки тавра до оси болта.

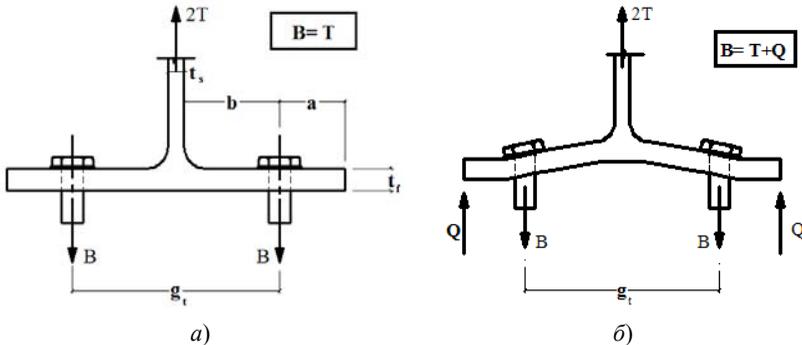


Рис. 6.1. Эскиз жесткого (а) и гибкого (б) соединений таврового профиля к металлическим листам двумя болтами

Дополнительная сила добавляется к действующей на болт, т.е.  $B = T + Q$ . Сила  $Q$  уменьшается с уменьшением расстояния между осями болтов  $g_t$  или увеличением толщины полки тавра  $t_f$ . Для недеформируемых тавровых профилей  $B = T$ . Экспериментальные и теоретические исследования [178, 194] показали, что использование модели Струка и Бэка [194] приводит к меньшим расхождениям между расчетными и экспериментальными данными.

**Расчетная модель Струка и Бэка [194].** Основа ее разработана в 1969 г. Затем усовершенствована Кулаком, Фишером и Струком в 1987 г. В настоящее время она является наиболее общепринятой и используется в американском стандарте LRFD (AISC, 1993); канадском (CISC, 1997); европейском (EUROCODE 3), а также в различных институтах разных стран.

Применительно к тавровому сечению модель может быть представлена следующим образом (рис. 6.2).

Согласно этой модели растягивающая сила приложена к краю болта так, что

$$a' = a + d/2; \quad b' = b - d/2, \quad (6.2)$$

где  $d$  – диаметр болта.

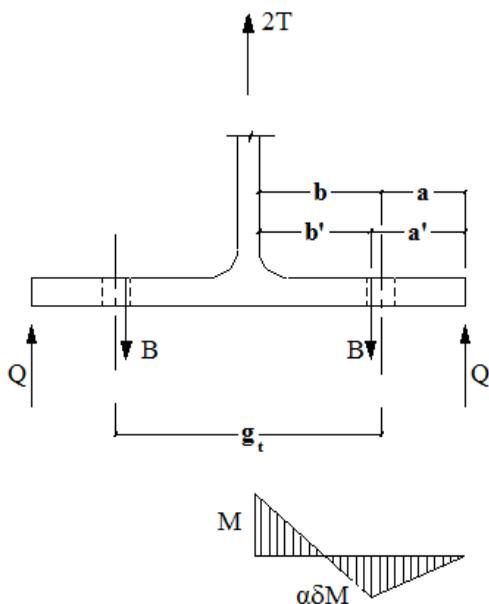
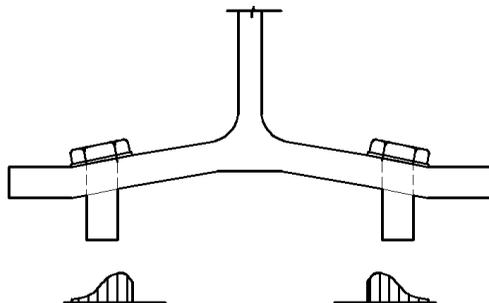


Рис. 6.2. Расчетная модель Струка и Бэка



**Рис. 6.3. Распределение контактных напряжений на гайке болта**

Распределение нормальных контактных напряжений между гайкой и соединяемым элементом зависит от жесткости гайки, величины изгиба полки и диаметра болта. Оно неравномерно (рис. 6.3).

В случаях когда расстояние от грани полки тавра до оси болта « $\alpha$ » не превышает  $1,25b$ , то можно считать, что сила  $Q$  приложена на краю полки тавра.

Параметр « $\alpha$ » определяется соотношением момента по оси болта к моменту у стенки тавра и изменяется от 0 до 1. При  $\alpha = 1$  имеет место жесткое соединение тавра к стенке колонны;  $\alpha = 0$  – гибкое. При расчете значения параметра  $\alpha$  неограниченны. Если  $\alpha \geq 1$ , полка тавра изгибается по кривой второй степени, а  $Q$  достигает максимума. В случае когда  $\alpha \leq 0$ , полка тавра не изгибается, а  $Q = 0$ . При  $0 \leq \alpha \leq 1$  полка тавра изгибается с появлением дополнительной силы (Тхорнтон, 1985) [3].

Запишем уравнения равновесия моментов:

$$Tb' = (1 + \alpha\delta)M; \quad (6.3)$$

$$\delta = 1 - d_0/p, \quad (6.4)$$

где  $\delta$  – отношение площади сечений с отверстием и без него;  $d_0$  – диаметр отверстия под болт;  $M$  – момент в сечении стенки тавра.

Уравнения равновесия у края полки имеют вид:

– для момента

$$Qa' = \alpha\delta M; \quad (6.5)$$

– для сил

$$B = T + Q. \quad (6.6)$$

Из (6.3) получим

$$\alpha = \frac{1}{\delta} \left( \frac{Tb'}{M} - 1 \right). \quad (6.7)$$

Когда критическое состояние достигается, момент  $M$  является пластическим

$$M_p = \frac{pt_f^2}{4} f_y, \quad (6.8)$$

где  $f_y$  – расчетное сопротивление стали тавра растяжению;  $t_f$  – толщина полки тавра.

Подставляя (6.8) в (6.7), получим

$$\alpha = \frac{1}{\delta} \left( \frac{4Tb'}{pt_f^2 f_y} - 1 \right). \quad (6.9)$$

Из (6.5) и (6.4) получим

$$Q = T \left( \frac{\delta \alpha}{1 + \delta \alpha} \right) \frac{b'}{a'}. \quad (6.10)$$

Расчетное усилие полки тавра принимается минимальным из значений:

– критического усилия стали полки

$$T = \frac{(1 + \delta)}{4b'} (pf_y t_f^2); \quad (6.11)$$

– общего состояния потери равновесия

$$T = \frac{B_n a'}{a' + b'} + \frac{pf_y t_f^2}{4(a' + b')}; \quad (6.12)$$

– отрыва болтов

$$T = B_n, \quad (6.13)$$

где  $B_n$  – расчетное сопротивление болта растяжению.

Предельное состояние полки тавра с болтами с учетом дополнительной силы достигается, когда предельная толщина полки  $t_c$  и предельная сила равновесия, действующая на стенки тавра  $T_0$ , определяются следующими зависимостями:

$$t_c = \sqrt{\frac{4B_n b'}{pf_y}}; \quad (6.14)$$

$$T_0 = \frac{B_n}{1 + \left( \frac{\delta}{1 + \delta} \right) \left( \frac{b'}{a'} \right)}. \quad (6.15)$$

**Порядок расчета болтовых соединений с учетом дополнительной силы.**

1. Определим величины  $a'$ ,  $b'$  и  $p$  по формулам (6.2) и (6.1). При этом  $a' \leq 1,25b'$ .

2. Определим величины параметров  $\delta$  и  $\alpha$  по формулам (6.4) и (6.7) при  $0 \leq \alpha \leq 1$ .

3. Вычислим величину дополнительной силы по формуле (6.10).

4. Определим усилие, действующее на каждый болт, по формуле (6.6).

**Пример расчета.** Проверить прочность болтового соединения стального тавра к колонне при следующих данных:  $2T = 76 \text{ kN}$ ;  $d = 20 \text{ mm}$ ;  $d_0 = 22 \text{ mm}$ ; класс прочности 4.8, сталь  $f_y = 210 \text{ N/mm}^2 = 2100 \text{ daN/cm}^2$ .

Размеры тавра:  $g_t = 300 \text{ mm}$ ;  $a = 50 \text{ mm}$ ;  $t_s = 16,5 \text{ mm}$ ;  $t_f = 27,1 \text{ mm}$ ;  $r = 30 \text{ mm}$ ;  $p = 100 \text{ mm}$ .

**Решение задачи без учета дополнительной силы.** Сила, действующая на каждый болт:  $B = T = 38 \text{ kN} = 3800 \text{ daN}$ .

Расчетное сопротивление болтовых соединений 4.8 класса на растяжение

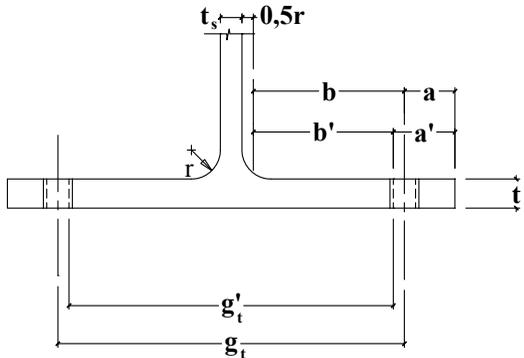
$$f_{ib} = 160 \text{ N/mm}^2 = 1600 \text{ daN/cm}^2.$$

Площадь сечения болта нетто диаметром  $d = 20 \text{ mm}$ :  $A_{bn} = 2,45 \text{ cm}^2$ .

Расчетное усилие, воспринимаемое одним болтом из условия работы на растяжение:

$$B_n = A_{bn} f_{ib} = 2,45 \cdot 1600 = 3920 \text{ daN}.$$

Условие  $B < B_n$  выполняется.



**Рис. 6.4. Сечение тавра**

**Решение с учетом дополнительной силы.** Исходные данные:  
 $p = 10 \text{ cm}$ ;  $t_{s, \text{eff}} = 16,5 + 30 = 46,5 \text{ mm}$ ;  $b = (300 - 46,5)/2 = 126,75 \text{ mm}$ ;  
 $b' = b - d/2 = 126,75 - 20/2 = 116,75 \text{ mm}$ ;  $a = 50 \text{ mm}$ ;  $a' = a + d/2 =$   
 $= 50 + 20/2 = 60 \text{ mm} < 1,25b' = 145,9 \text{ mm}$ ;

$$M = \frac{pt_f^2}{4} f_y = \frac{10 \cdot 2,71^2}{4} 2100 = 38\,556 \text{ daN/cm};$$

$$\delta = 1 - d_0/p = 1 - 2,2/10 = 0,78;$$

$$\alpha = \frac{1}{\delta} \left( \frac{Tb'}{M} - 1 \right) = \frac{1}{0,78} \left( \frac{3800 \cdot 116,75}{38\,556} - 1 \right) = 0,19 < 1.$$

Определим дополнительную силу

$$Q = T \left( \frac{\delta \alpha}{1 + \delta \alpha} \right) \frac{b'}{a'} = 3800 \left( \frac{0,78 \cdot 0,19}{1 + 0,78 \cdot 0,19} \right) \frac{116,75}{60} = 1145 \text{ daN}.$$

Действующая сила на каждый болт  $B = Q + T = 3800 + 1145 = 4945 \text{ daN}$ .

Расчетное сопротивление болтовых соединений 4.8 класса на растяжение

$$f_{tb} = 160 \text{ N/mm}^2 = 1600 \text{ daN/cm}^2.$$

Расчетное усилие, воспринимаемое одним болтом из условия работы на растяжение:

$$B_n = A_{bn} f_{tb} = 2,45 \cdot 1600 = 3920 \text{ daN}.$$

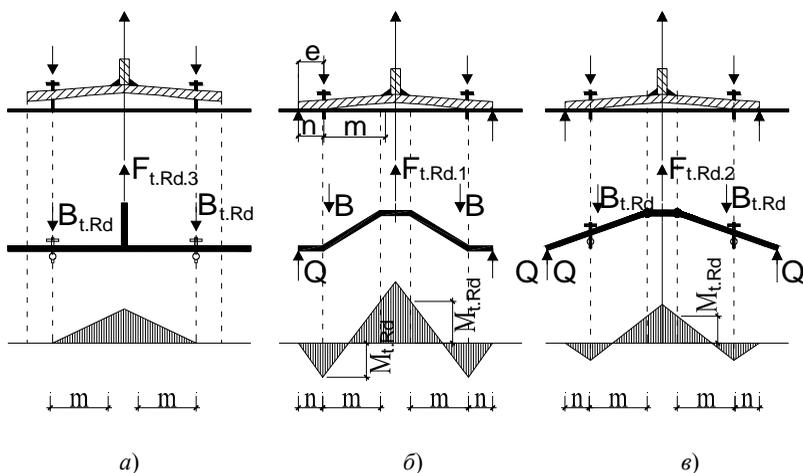
Условие  $B_n < B$  не выполняется.

Перегрузка  $\Delta = (4945 - 3800) / 3800 \cdot 100\% = 30,1\%$ .

## 6.2. РАСЧЕТ БАЗЫ КОЛОННЫ БОЛТОВЫХ СОЕДИНЕНИЙ С УЧЕТОМ ЖЕСТКОСТИ СОЕДИНЕНИЙ

Европейский стандарт EC3 [174], используя экспериментальные методы или методы жесткости комбинаций элементов (component method), дает возможность определить несущую способность болтовых соединений; перемещения и углы поворота болтов в соединениях и др. [180, 181, 199].

В соответствии с методом жесткости комбинаций компонентов, жесткость базы колонны зависит от жесткости и несущей способности элементов, входящих в ее состав: анкерных болтов, работающих на растяжение и сдвиг; опорной и Т-образных плит, испытывающих изгиб и растяжение; бетонного фундамента на сжатие и изгиб [106, 178, 195].



**Рис. 6.5. Типы механизмов разрушения, расчетные схемы и эпюры изгибающих моментов**

Возможны три случая разрушения соединения (рис. 6.5):

- смятие плиты и разрыв анкерных болтов (рис. 6.5, а) – тип 3;
- пластическое разрушение опорной плиты (рис. 6.5, б) – тип 1;
- комбинация первых двух случаев (рис. 6.5, в) – тип 2.

$F_{t,Rd,1}$  – сопротивление соединений растяжению, соответствующее пластическому механизму разрушения (рис. 6.5, б);

$F_{t,Rd,2}$  – сопротивление соединений растяжению, соответствующее типу комбинаций механизмов разрушения (рис. 6.5, в);

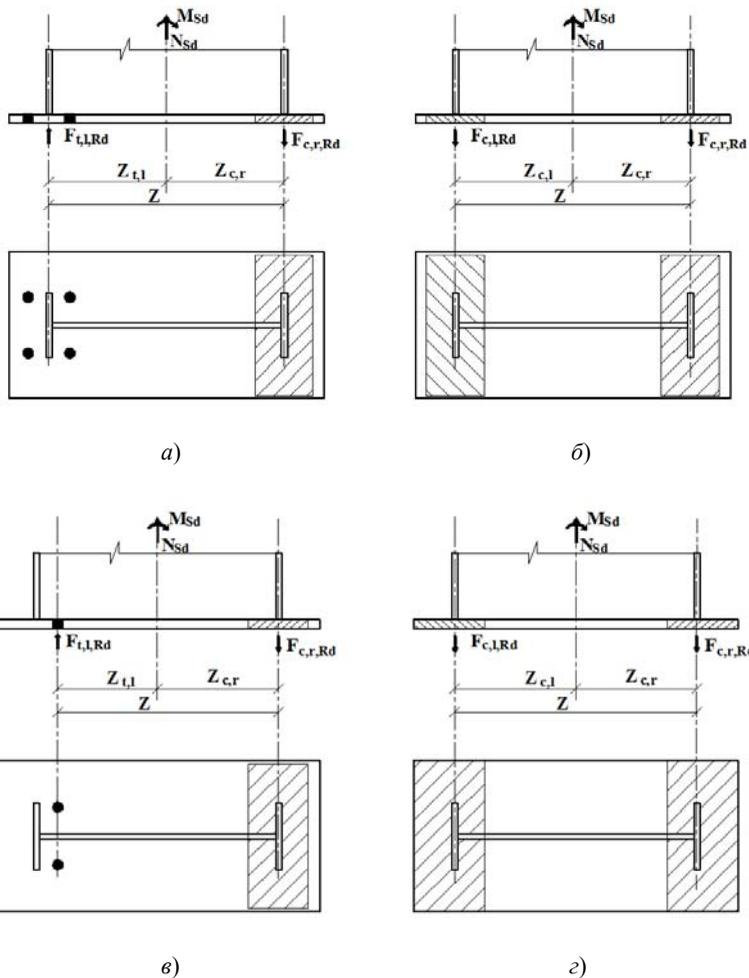
$F_{t,Rd,3}$  – сопротивление соединений растяжению, соответствующее смятию плиты и разрыву болтов;  $M_{t,Rd}$  – пластический изгибающий момент в опорной плите (рис. 6.5, а);

$B_{t,Rd}$  – расчетное сопротивление растяжению анкерных болтов;

$B$  – растягивающая сила на болты;  $Q$  – дополнительная сила [106].

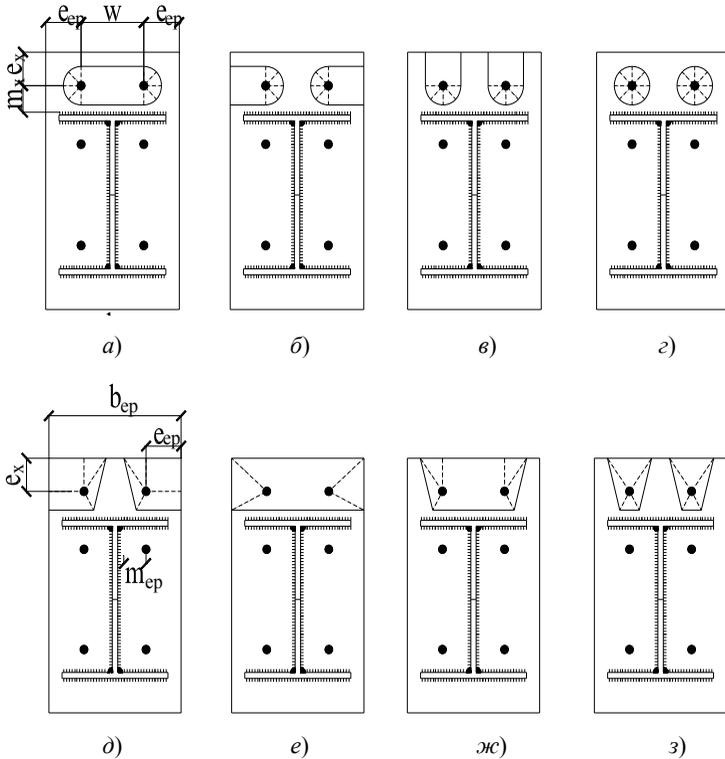
**Постановка задачи.** Рассмотрим базу колонны Н-образного сечения на стальной опорной плите, присоединенной к бетонному фундаменту анкерными болтами (рис. 6.6). Требуется выполнить расчет соединения с учетом гибкости элементов при действии изгибающего момента и продольной силы [199].

Ранее предложенный метод [106] усовершенствован. Ниже (см. рис. 6.6) приведены схемы работы соединения колонны Н-образного сечения к стальной опорной плите.



**Рис. 6.6. Силы, приложенные к опорной плите:**

*a* – два ряда анкерных болтов растянуты, плита сжата под правой полкой;  
*б* – опорная плита сжата под обеими полками; *в* – один ряд анкерных болтов растянут, плита сжата под правой полкой; *г* – то же, что и «*б*», но области сжатия плиты доходят до ее краев;  $F_{t,l,Rd}$  – растягивающая сила на левой части опорной плиты;  $F_{c,r,Rd}$  – сжимающая сила на правой части опорной плиты;  $F_{c,l,Rd}$  – сжимающая сила на левой части опорной плиты;  $M_{Sd}$  – изгибающий момент;  $N_{Sd}$  – продольная сила;  $z_{c,l}$  – плечо левой сжимающей силы;  $z_{c,r}$  – плечо правой сжимающей силы;  $z_{t,l}$  – плечо правой растягивающей силы;  $Z$  – расстояние между центрами сжатой и растянутой зон



**Рис. 6.7. Схема разрушения опорной плиты:**

*а, ж* – пластические зоны объединены; *б* – пластические зоны выходят к продольным сторонам опорной плиты; *в, з* – то же, к поперечной; *г* – круглые пластические зоны; *д* – угловые пластические зоны; *е* – прямоугольные пластические зоны

Разрушение опорной плиты происходит с образованием пластических зон и шарниров [185] (рис. 6.5, 6.7).

#### **Решения задачи.**

1. *Определить сопротивление соединений на растяжение, как минимум функции [178, 181]:*

$$F_{t, Rd} = \min \{ F_{Rd,1}, F_{Rd,2}, F_{Rd,3} \}. \quad (6.16)$$

С учетом дополнительных сил при

$$t_p = 2,07 m_3 \sqrt{\frac{A_b}{L_{bef} l_{eff}}} > t_{ep}$$

$$F_{t,Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{(8n - 2d)M_{pl,1,Rd}}{2mn - d(m+n)}; \\ \frac{2M_{pl,2,Rd} + n \sum F_{t,Rd}}{m+n}; \sum F_{t,Rd,b}; \end{array} \right\} \quad (6.17)$$

без учета дополнительных сил при

$$t_p = 2,07m\sqrt{\frac{A_b}{L_{bef}l_{eff}}} \leq t_{ep}$$

$$F_{t,Rd} = \min \left\{ \frac{2M_{pl,1,Rd}}{m}; \sum F_{t,Rd,b} \right\}, \quad (6.18)$$

где  $m$  – расстояние между пластическими шарнирами и осью болтов,  $m = e_c - 0,8a_c\sqrt{2}$  – для сварной колонны,  $a_c$  – высота катета шва,  $e_c$  – расстояние от оси растянутых болтов до полки колонны;  $m = e_c - 0,8r$  – для прокатной колонны;  $n$  – расстояние между дополнительной силой  $Q$  и осью болтов  $\leq 1,25m$ ;  $d$  – диаметр шайбы;  $L_{bef}$  – эффективная длина анкерных болтов:

$$L_{bef} = 8d_b + t_g + t_{ep} + t_n/2,$$

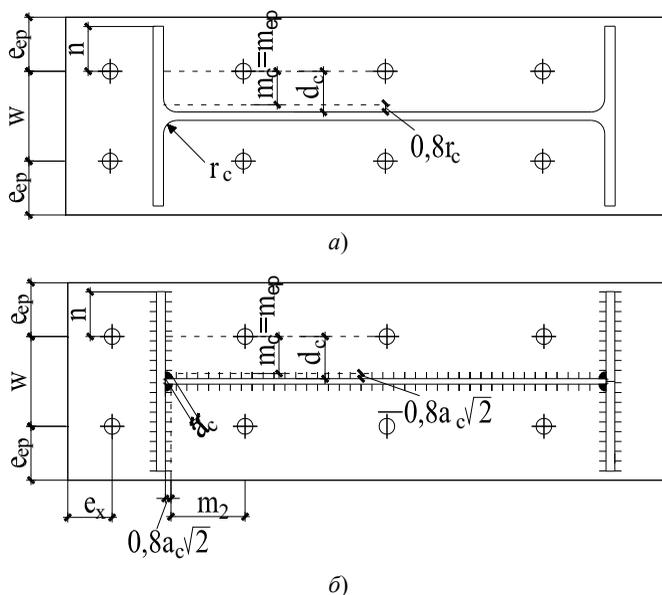
где  $d_b$  – диаметр анкерных болтов;  $t_g$  – толщина подстилающего слоя между опорной плитой и верхней гранью фундамента;  $t_n$  – толщина шайбы;  $t_{ep}$  – допустимая величина числа  $t_p$ ;  $M_{pl,1,Rd}$ ;  $M_{pl,2,Rd}$  – пластические изгибающие моменты опорной плиты, соответствующие первому и второму механизмам разрушения:

$$M_{pl,Rd} = \frac{l_{eff}t_{ep}^2 f_{y,ep}}{4\gamma_{M_0}},$$

где  $l_{eff}$  – эффективная длина растянутой зоны опорной плиты,

$$l_{eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} 4m + 1,25e_x; \quad 4\pi m; \quad 0,5b; \quad 2m + 0,625e_x + 0,5w; \\ 2m + 0,625e_x + e_{ep}; \quad 2\pi m + 4e_{ep}; \quad 2\pi m + w, \end{array} \right\}$$

$t_{ep}$  – толщина опорной плиты;  $f_{y,ep}$  – сопротивление изгибу материала опорной плиты;  $\gamma_{M_0}$  – коэффициент,  $\gamma_{M_0} = 1$ ;  $w$  – расстояние между двумя осями болтов;  $b$  – ширина опорной плиты;  $e_x$ ,  $e_{ep}$  – геометрические характеристики (рис. 6.7, 6.8).



**Рис. 6.8. Обозначение размеров, используемых в расчете колонны:**  
*a* – прокатного сечения; *б* – сварного сечения

$F_{t,Rd,b}$  – расчетное сопротивление растяжению анкерных болтов:

$$F_{Rd,3} = \sum F_{t,Rd,b}, \quad F_{t,Rd,b} = \frac{0,9A_s f_{ub}}{\gamma_{Mb}}; \quad (6.19)$$

$A_s$  – площадь поперечного сечения растянутых болтов;  $f_{ub}$  – сопротивление растяжению болтов;  $\gamma_{Mb} = 1,1$  – коэффициент.

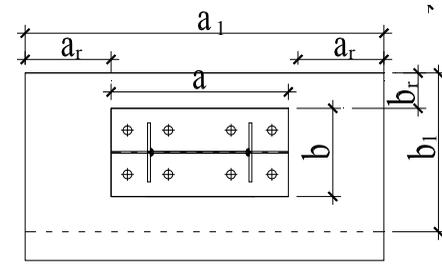
## 2. Сопротивление соединений на сжатие [174, 181]

$$F_{c,Rd} = \min \left\{ f_j b_{eff} l_{eff,c} \left( \frac{M_{c,Rd}}{h_c + t_{cf}} \right) \right\}, \quad (6.20)$$

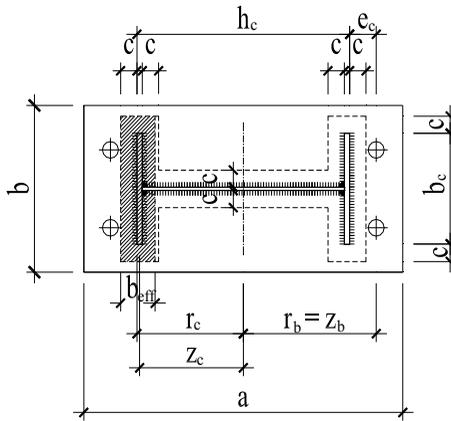
где  $f_j$  – сопротивление сжатию бетона под сосредоточенными осевыми нагрузками, определяемое по европейскому стандарту 2 [174]:

$$f_j = \frac{2k_j f_{ck}}{3\gamma_c}; \quad k_j = \sqrt{\frac{a_1 b_1}{ab}},$$

$f_{ck}$  – сопротивление бетона сжатию;  $a$ ,  $b$  – ширина и длина опорной плиты (рис. 6.9).



a)



б)

**Рис. 6.9. Размеры базы колонны:**

$a$  – положение колонны на опорной плите;

$b$  – положение эффективной сжатой зоны на опорной плите

$$a_1 = \min\{a + 2a_r; 5a; a + h; 5b_1\} \quad \text{и} \quad a_1 \geq a;$$

$$b_1 = \min\{a + 2b_r; 5b; b + h; 5a_1\} \quad \text{и} \quad b_1 \geq b;$$

$h$  – высота бетонной плиты фундамента ;  $\gamma_c = 1,5$  ;

$b_{eff,c}, l_{eff,c}$  – эффективная ширина и длина сжатой площади

T-образного сечения:

$$A_{eff,c} = \frac{F_{sd} + \sum F_{t,Rd,b}}{f_j}, \quad b_{eff,c} = \frac{A_{eff,c}}{b + 2c}, \quad l_{eff,c} = b + 2c,$$

$b_c, c$  – размеры, показанные на рис. 6.9;

$M_{c,Rd}$  – пластический момент в колонне с учетом сдвига и осевых сил (в соответствии с Европейским стандартом 3) [9]:

– при  $e = M_{sd}/N_{sd} > z_{c,r}$

$$M_{c,Rd} = \min\{F_{t,l,Rd}z + N_{sd}z_{c,r}; F_{t,l,Rd}z - N_{sd}z_{t,l}\} \quad (6.21)$$

– при  $e = M_{sd}/N_{sd} < z_{c,r}$

$$M_{c,Rd} = \min\{F_{c,l,Rd}z + N_{sd}z_{c,r}; F_{c,r,Rd}z - N_{sd}z_{c,l}\} \quad (6.22)$$

3. *Сопротивление базы колонны на изгиб* [174, 181]

$$M_{Rd} = \sum F_{t,Rd}r_b + A_{eff}f_jr_c, \quad (6.23)$$

где  $r_b$  – расстояние от оси растянутых болтов до нейтральной линии:

$$r_b = \frac{h_c}{2} + e_c;$$

$r_c$  – расстояние от центра сжатой зоны до нейтральной линии:

$$r_c = \frac{h_c}{2} + c - \frac{b_{eff}}{2}.$$

4. *Сопротивление соединений на изгиб с учетом силы растяжения* [195]

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd,b} \frac{1 - N_{sd}/N_{b,pl}}{1 - 0,5(A - 2bt_f)/A}, \quad (6.24)$$

где  $M_{pl,Rd,b}$  – пластический момент опорной плиты колонны:

$$M_{pl,Rd,b} = W_b f_{yep} / \gamma_{M_0}; \quad (6.25)$$

$W_b$  – момент инерции сечения опорной плиты колонны;  $\gamma_{M_0}$  – коэффициент,  $\gamma_{M_0} = 1,1$ ;  $f_{yep}$  – сопротивление изгибу материала опорной плиты;  $A$  – площадь поперечного сечения колонны;  $N_{b,pl}$  – расчетная продольная сила базы колонны:  $N_{b,pl} = Af_y / \gamma_{M_0}$ ;  $f_y$  – сопротивление сжатию материала опорной плиты;  $t_f$  – толщина полки сечения колонны.

5. *Определить жесткость сжатого бетона* [181]:

$$K_c = E_c \frac{\sqrt{l_{eff,cp} b_{eff,c}}}{1,275}, \quad (6.26)$$

где  $E_c$  – модуль упругости бетонных фундаментов;  $l_{eff,cp} = t_f + 2,5t_{ep}$ .

6. *Определить жесткость изгибаемой опорной плиты* [181, 195]:

– без учета дополнительных сил:

$$K_{epb} = 0,425 E_{ep} \frac{l_{eff}^3 t_{eff}^3}{m^3}; \quad (6.27)$$

– с учетом дополнительных сил:

$$K_{epb} = 0,85 E_{ep} \frac{l_{eff}^3 t_{eff}^3}{m^3}, \quad (6.28)$$

где  $E_{ep}$  – модуль упругости стальной опорной плиты.

7. *Определить жесткость растянутых болтов* [181]:

– без учета дополнительных сил:

$$K_b = E_b \frac{2A_b}{L_{bef}}; \quad (6.29)$$

– с учетом дополнительных сил:

$$K_b = E_b \frac{1,6A_b}{L_{bef}}, \quad (6.30)$$

где  $A_b$  – площадь поперечного сечения болтов.

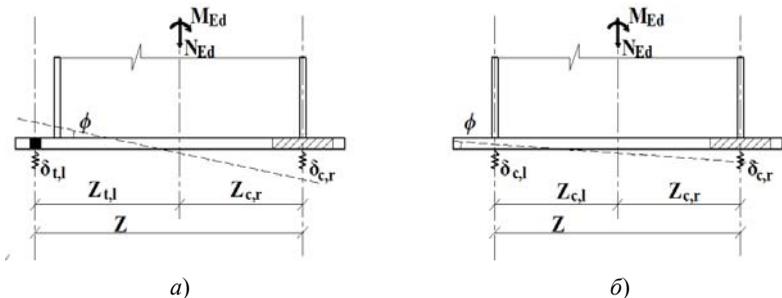
Эквивалентная жесткость  $i$ -го ряда болтов [180, 181]:

$$K_{t,i} = \frac{1}{\frac{1}{K_{epb,i}} + \frac{1}{K_{b,i}}}. \quad (6.31)$$

8. *Определить вертикальные перемещения соединений* (рис. 6.10) [180, 199]:

$$\delta_{t,l} = \frac{M_{Sd} + N_{Sd} z_{c,r}}{z K_{t,l}}; \quad (6.32)$$

$$\delta_{c,r} = \frac{M_{Sd} - N_{Sd} z_{t,l}}{z K_{c,r}}. \quad (6.33)$$



**Рис. 6.10. Механическая модель соединения:**

*a* – при разных знаках усилий в связях (отрыв плиты от фундамента);

*б* – то же, при одинаковых (сжатые)

9. Определить угол поворота опорной плиты (рис. 6.10, *a*) [199]:

$$\phi = \frac{\delta_{t,l}}{z} + \frac{\delta_{c,r}}{z} = \frac{1}{z^2} \left( \frac{M_{Sd} - N_{Sd}z_{t,l}}{K_{c,r}} + \frac{M_{Sd} + N_{Sd}z_{c,r}}{K_{t,l}} \right). \quad (6.34)$$

10. Определить сопротивление повороту [178, 199]:

– при малом эксцентриситете  $e < z_{c,r}$

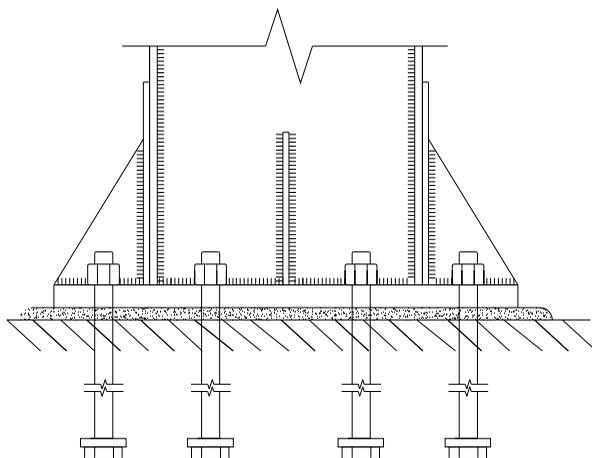
$$S_r = \frac{e}{e + e_0} \frac{z^2}{\left( \frac{1}{K_{c,l}} + \frac{1}{K_{c,r}} \right)}; \quad (6.35)$$

– при большом эксцентриситете  $e > z_{c,r}$

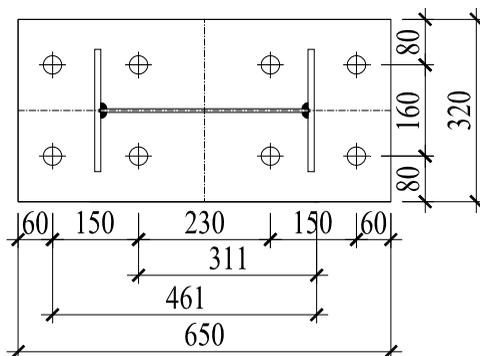
$$S_r = \frac{e}{e + e_0} \frac{z^2}{\left( \frac{1}{K_{t,l}} + \frac{1}{K_{c,r}} \right)}, \quad (6.36)$$

где  $K_{c,l}$  и  $K_{c,r}$  – жесткости компонентов при сжатии;  $K_{t,l}$  – жесткость компонента при растяжении;  $\mu$  – коэффициент, учитывающий снижение жесткости при условии, когда изгибающий момент превышает 2/3 сопротивления изгибу компонентов;

$$\mu = \left( 1,5 \frac{M_{Sd}}{M_{Rd}} \right)^{2,7}; \quad e_0 = \frac{K_c z_{c,r} - K_t z_{t,l}}{K_c + K_t}.$$



a)



б)

**Рис. 6.11. Распределение болтов в базе колонны:**  
а – разрез; б – план

**Пример расчета.** Выполнить расчет базы колонны: толщина опорной плиты  $t_{ep} = 28$  мм, толщина и ширина сечения колонны  $t_f = 10$  мм,  $b_f = 200$  мм,  $t_{wc} = 6$  мм,  $h_{wc} = 380$  мм; болты  $A_b = 560$  мм<sup>2</sup>,  $f_{ub} = 192$  Н/мм<sup>2</sup>,  $F_{Sd} = 95$  кН;  $M_{Sd} = 170$  кН·м; высота плиты бетонного фундамента  $h = 1200$  мм (рис. 6.11).

Результаты расчета приведены в таблице.

### Расчетные данные

Сопrotивление соединения растяжению 1-го ряда болтов	$F_{1,t,Rd} = \min\{F_{t,Rd,1}; F_{t,Rd,3}\} =$ $= \min\{230\,750; 193\,536\} =$ $= 193,5 \text{ кН} > F_{Sd} = 95 \text{ кН}$
Сопrotивление соединения растяжению 2-го ряда болтов	$F_{2,t,Rd} = \min\{F_{t,Rd,1}; F_{t,Rd,3}; F_{bwt,Rd}\} =$ $= \min\{319\,555; 337\,882; 193\,536\} =$ $= 193,5 \text{ кН} > F_{Sd} = 95 \text{ кН}$
Сопrotивление базы колонны на изгиб	$M_{Rd} = \sum F_{t,Rd} r_b + A_{eff} f_j r_c = 181,6 \text{ кН} \cdot \text{м}$
Сопrotивление соединения на изгиб с учетом силы растяжения	$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd,b} \frac{1 - N_{sd} / N_{b,pl}}{1 - 0,5(A - 2bt_f) / A} =$ $= 173,7 \text{ кН} \cdot \text{м} \geq M_{Sd} = 170 \text{ кН} \cdot \text{м}$
Перемещения опорной плиты	$\delta_{t,l} = \frac{M_{Sd} + N_{Sd} z_{c,r}}{z K_{t,l}} = 0,46 \text{ мм};$ $\delta_{c,r} = \frac{M_{Sd} - N_{Sd} z_{t,l}}{z K_{c,r}} = 0,13 \text{ мм}$
Угол поворота опорной плиты	$\phi = \frac{\delta_{t,l}}{z} + \frac{\delta_{c,r}}{z} = \frac{0,46 + 0,13}{434,12} = 1,36 \cdot 10^{-3}$
Сопrotивление повороту	$S_r = \frac{e}{e + e_0} \frac{z^2}{\mu \left( \frac{1}{K_{t,l}} + \frac{1}{K_{c,r}} \right)} =$ $= 1,95 \cdot 10^{10} \text{ Н} \cdot \text{мм/рад}$

### ВЫВОДЫ К ГЛАВЕ 6

Вокруг нагруженного фундамента глубокого заложения возникают области деформирования, удаленные от поверхности конструкций до (3...4)*d*. Вследствие этого проявляется взаимное влияние рядом расположенных конструкций.

Стандартное проектирование металлических конструкций Вьетнама TCXDVN 338: 2005 и России при расчете болтового соединения между стальным тавром и колонной не учитывает дополнительные силы. Расчеты и эксперименты показывают, что этот эффект увеличивает усилие на болт. Так, в примере расчета оно увеличивается на 30,1%. Расчет без учета дополнительных усилий может привести к разрушению болтов из-за недостаточной несущей способности. В статье описана методика расчета болтовых соединений в соответствии со стандартом США (AISC) на основе более точной модели. Она может использоваться инженерами при проектировании болтовых соединений в металлических конструкциях рам.

- Предложен метод оценки жесткости и прочности соединений металлических колонн с фундаментами при действии изгибающего момента и осевой вертикальной силы с учетом жесткости и прочности элементов соединения.

- Оценена степень точности расчета компонентным методом (component method) Еврокода 3.

- Уточнен ранее изложенный метод прогнозирования работы элементов соединения за счет более точного определения размеров и форм упругих и пластических зон сжатия и растяжения в зависимости от предлагаемых моделей.

## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. **Абовский, Н. П.** Разработка теории и типологии зданий и сооружений, эффективных строительных материалов и конструкций, технологии, инженерного оборудования. Обеспечение живучести пространственных конструкций в условиях неопределенности внешних воздействий / Н. П. Абовский, Л. В. Енджиевский // Труды общего собрания РААСН. – Воронеж : ВГАСУ. – 2005. – С. 105 – 109.
2. **Абрамов, Л. Г.** Исследование распределений напряжений в грунтах от статической нагрузки / Л. Г. Абрамов, И. М. Крыжановский, А. Г. Петрова // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1968. – № 6. – С. 1 – 3.
3. **Абрамов, Л. Г.** Исследование распределения деформации / Л. Г. Абрамов, В. К. Дермелев, И. Н. Глуховцев // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1973. – № 1. – С. 33–34.
4. **Алейников, С. М.** Метод граничных элементов в контактных задачах для упругих пространственно-неоднородных оснований : монография / С. М. Алейников. – М. : Изд-во АСВ, 2000. – 754 с.
5. **Алейников, С. М.** Расчет кольцевых фундаментов в сложных инженерно-геологических условиях / С. М. Алейников, А. А. Седаев. – Воронеж, ВПИ, 1990. – С. 19 – 26.
6. **Александрович, В. Ф.** Расчет упругопластического основания под плоским жестким штампом методом конечных элементов / В. Ф. Александрович // Труды НИИОСПа. – 1980. – Вып. 71. – С. 56 – 68.
7. **Алексеев, Б. Г.** Экспериментальные исследования коэффициентов упругости грунта боковой засыпки / Б. Г. Алексеев, Н. С. Швец, Г. Г. Рахлин, Ю. Б. Аграновский // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1981. – № 1. – С. 23–24.
8. **Алексеев, В. М.** Проектирование оснований и фундаментов сельскохозяйственных зданий и сооружений : учебное пособие / В. М. Алексеев, П. И. Калугин. – 3-е изд. – Воронеж : Изд-во ВГУ, 2001. – 528 с.
9. **Андреев, В. И.** Некоторые задачи и методы механики неоднородных тел : монография / В. И. Андреев. – М. : АСВ, 2002. – 288 с.
10. **Артюшин, Д. В.** Разработка методики расчета и конструирования монолитных узлов сопряжения железобетонных конструкций на

основе аналоговых каркасно-стержневых моделей для развития комплекса сводов правил норм нового поколения / Д. В. Артюшин // Непрерывное архитектурно-строительное образование как фактор обеспечения качества среды жизнедеятельности / Труды общего собрания РААСН, 2005 г. – Воронеж : ВГАСУ. – 2005. – С. 109 – 115.

11. **Байков, В. Н.** Железобетонные конструкции : учебник / В. Н. Байков, Э. Е. Сигалов. – М. : Стройиздат, 1991. – 767 с.

12. **Балюра, М. В.** Горизонтальные перемещения в основании под жестким штампом / М. В. Балюра // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1973. – № 1. – С. 39 – 42.

13. **Барбакадзе, Б. Ш.** Расчет и проектирование строительных конструкций и сооружений в деформируемых средах : научное издание / Б. Ш. Барбакадзе, С. Мураками. – М. : Стройиздат, 1989. – 472 с.

14. **Бартоломей, А. А.** Напряжно-деформированное состояние оснований и фундаментов из пирамидальных свай / А. А. Бартоломей, А. В. Пилягин // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1988. – № 3. – С. 28 – 30.

15. **Бартоломей, А. А.** Расчет осадок ленточных свайных фундаментов : учебное пособие / А. А. Бартоломей. – М. : Стройиздат. – 1982. – 128 с.

16. **Бахолдин, Б. В.** О величине напряжений в сваях при забивке / Б. В. Бахолдин // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1967. – № 2. – С. 7 – 9.

17. **Беленя, Е. И.** Исследование совместной работы оснований, фундаментов и поперечных рам стальных каркасов промышленных зданий : научное издание / Е. И. Беленя, А. В. Клепиков. – М. : Госстройиздат, 1957. – 59 с.

18. **Белл, Ж. Ф.** Экспериментальные основы механики деформированных твердых тел : научное издание / Ж. Ф. Белл. ; пер. с англ. ; под ред. А. П. Филина. – М. : Наука, 1984. – Ч. 1. – 600 с. ; Ч. II. – 432 с.

19. **Беллендир, Е. Н.** Расчетные и экспериментальные исследования бокового давления грунта на блочной насосной станции Запорожской АЭС / Е. Н. Беллендир, А. Л. Гольдин, А. А. Готлиф // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1993. – № 2. – С. 10 – 13.

20. **Белый, Л. Д.** Природа прочности песков и некоторые вопросы оценки песчаных оснований гидротехнических сооружений / Л. Д. Белый, И. В. Дудлер, Е. Ф. Мосьяков, А. Д. Потапов, В. А. Дуранте //

Тр. к VIII Междунар. конгрессу по механике грунтов и фундаментостроению. – М. : Стройиздат. – 1973. – С. 246–247.

21. **Березанцев, В. Г.** Исследование прочности песчаных оснований : научное издание / В. Г. Березанцев, В. А. Ярошенко, А. Г. Прокопович и др. – М. : Трансжелдориздат, 1958. – 140 с.

22. **Березанцев, В. Г.** Расчет прочности оснований сооружений : научное издание / В. Г. Березанцев. – М. : Гостройиздат, 1960. – 208 с.

23. **Бишоп, А. У.** Параметры прочности при сдвиге ненарушенных и перемятых образцов грунта / А. У. Бишоп // Определяющие законы механики грунтов. Механика. Новое в зарубежной науке. – М., 1975. – Вып. 2. – С. 7–75.

24. **Богомолов, А. А.** Влияние вида расчетной схемы на результаты численного моделирования процесса образования и развития областей пластических деформаций в однородном основании ленточного фундамента мелкого заложения / А. А. Богомолов, А. Н. Богомолов // Надежность и долговечность строительных материалов, конструкций и оснований фундаментов : материалы IV Междунар. науч.-техн. конф. (12 – 14 мая 2005 г). Ч. III. – Волгоград : ВГУСУ, 2005. – С. 105 – 111.

25. **Богомолов, А. Н.** Влияние жесткого штампа на напряженно-деформированное состояние грунтового основания / А. Н. Богомолов, А. А. Богомолов // Надежность и долговечность строительных материалов, конструкций и оснований фундаментов : материалы IV Междунар. науч.-техн. конф. (12 – 14 мая 2005 г). Ч. III. – Волгоград, 2005. – С 4 – 9.

26. **Богомолов, А. Н.** Расчет несущей способности оснований сооружений и устойчивости грунтовых массивов в упругопластической постановке : научное издание / А. Н. Богомолов. – Пермь : ПГТУ, 1996. – 150 с.

27. **Болдырев, Г. Г.** Деформация песка в основании полосового штампа / Г. Г. Болдырев, Е. В. Никитин // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1978. – № 1. – С. 26 – 28.

28. **Босаков, С. В.** Применение способа Б. Н. Жемочкина к расчету изгибаемых плит на упругом основании / С. В. Босаков // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2003. – № 2. – С. 11 – 15.

29. **Босаков, С. В.** Расчет балок и плит на упругом основании с учетом разрыва сплошности и ползучести упругого основания / С. В. Босаков // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1993. – № 2. – С. 5 – 7.

30. **Бронин, В. Н.** О влиянии бокового давления грунта на предельную нагрузку и осадку песчаного основания штампа / В. Н. Бронин, И. О. Валид // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1992. – С. 8 – 10.
31. **Бугров, А. К.** Анизотропные грунты и основания сооружений : научное издание / А. К. Бугров, А. И. Голубев. – СПб. : Недра, 1993. – 245 с.
32. **Будин, А. Я.** Тонкие подпорные стенки : научное издание / А. Я. Будин. – Л. : Стройиздат, 1974. – 191 с.
33. **Верюжский, Ю. В.** Численные методы потенциала в некоторых задачах прикладной механики : монография / Ю. В. Верюжский. – Киев : Высшая школа, 1978. – 184 с.
34. **Власов, В. З.** Балки, плиты, оболочки на упругом основании : учебное пособие / В. З. Власов, Н. Н. Леонтьев. – М. : Физматгиз, 1960. – 191 с.
35. **Воробьева, Е. Ю.** Универсальная расчетная модель грунтового основания и ее практическое применение / Е. Ю. Воробьева, И. И. Черкасов // Изв. вузов «Строительство и архитектура». – 1980. – С. 3 – 15.
36. **Временные** указания по устройству фундаментов рядом с существующими зданиями и сооружениями. – М. : Моспроект, ГлавАПУ, 1985. – 39 с.
37. **Вялов, С. С.** Реологические основы механики грунтов : учебное пособие / С. С. Вялов. – М. : Высшая школа, 1978. – 447 с.
38. **Галин, Л. А.** Контактные задачи теории упругости и вязкопластичности : монография / Л. А. Галин. – М. : Наука, 1980. – 304 с.
39. **Гарагаш, Б. А.** Аварии и повреждения систем «здание – основание» и регулирование надежности ее элементов : монография / Б. А. Гарагаш. – Волгоград : Изд-во Вол ГУ, 2000. – 378 с.
40. **Гарагаш, Б. А.** Надежность пространственных регулируемых систем «сооружение – основание» при неравномерных деформациях основания : монография / Б. А. Гарагаш. – «Кубань». – 2004. – 908 с.
41. **Герсеванов, Н. М.** Функциональные прерыватели в строительной механике и их применение к расчету ленточных фундаментов / Н. М. Герсеванов // ВИОС «Основания и фундаменты». Сб. № 1. – М. : Стройиздат. – 1933. – С. 1 – 46
42. **Глухов, В. С.** Прогрессивные конструкции фундаментов и исследование их взаимодействия с основаниями / В. С. Глухов. – Пенза : Ред. Журнал «Земство». – 1996. – 72 с.

43. **Глушков, Г. И.** Расчет сооружений, заглубленных в грунт : монография / Г. И. Глушков. – М. : Стройиздат, 1977. – 295 с.
44. **Гольдин, А. Д.** Упругопластическое деформирование основания жестким штампом / А. Д. Гольдин, В. С. Прокопович, Д. Д. Сапегин // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1983. – № 5. – С. 25–26.
45. **Гольдштейн, М. Н.** Расчеты осадок и прочность оснований зданий и сооружений / М. Н. Гольдштейн, С. Г. Кушнер, М. И. Шевченко. – Киев : Будівельник, 1977. – 208 с.
46. **Горбунов-Посадов, М. И.** Расчет конструкций на упругом основании : монография / М. И. Горбунов-Посадов, Т. А. Маликова, В. И. Соломин. – М. : Стройиздат, 1984. – 679 с.
47. **Горбунов-Посадов, М. И.** Давление грунта на жесткий заглубленный фундамент и свободные деформации котлована / М. И. Горбунов-Посадов, О. Я. Шехтер, В. А. Кофман. – М., 1954. – Вып. 24. – С. 39 – 80.
48. **Горшков, А. С.** Вариационный метод расчета плит на упругом двухпараметрическом основании / А. С. Горшков // Актуальные проблемы проектирования и устойчивости оснований и фундаментов зданий и сооружений : сб. ст. Междунар. науч.-практич. конф. – Пенза, 2004. – С. 94 – 97.
49. **Готман, Н. З.** Математическое моделирование взаимодействия свай с грунтом в сплошном свайном поле / Н. З. Готман, Д. М. Шапиро, Р. Н. Гузеев // Труды международного семинара по механике грунтов, фундаментостроению и транспортным сооружениям. – Пермь, 2000. – С. 171 – 174.
50. **Гришин, В. А.** Упруговязкопластическая задача совместного расчета плиты и деформируемого основания / В. А. Гришин // Изв. вузов. Строительство. – 1994. – № 9. – 10. – С. 31 – 34.
51. **Денисов, Н. Я.** Природа прочности и деформаций грунтов : монография / Н. Я. Денисов. – М. : Стройиздат, 1972. – 280 с.
52. **Дидух, Б. И.** Упругопластическое деформирование грунтов : учебное пособие / Б. И. Дидух. – М. : УДН, 1987. – 166 с.
53. **Димов, Л. А.** Определение модуля деформации грунта по результатам испытаний штампами по горизонтали / Л. А. Димов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1990. – № 2. – С. 25 – 27.
54. **Добров, Э. М.** Механика фунтов : учебник / Э. М. Добров. – М. : Изд. центр «Академия», 2008. – 272 с.

55. **Довнорович, С. В.** Зависимость напряженного состояния основания от формы фундамента в плане / С. В. Довнорович, Д. Е. Польшин, Д. С. Баранов, В. Ф. Сидорчук // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1981. – № 5. – С. 32 – 34.
56. **Довнорович, С. В.** О выборе размера модели фундамента при моделировании осадок песчаного основания / С. В. Довнорович // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1967. – № 4. – С. 27–28.
57. **Дубовский, В. Б.** Оценка напряженного состояния строительных конструкций по деформациям / В. Б. Дубовский // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2003. – № 4. – С. 21 – 23.
58. **Дюрелли, А.** Анализ деформаций с использованием муара : монография / А. Дюрелли, В. Паркс. – М. : Мир, 1974. – 353 с.
59. **Евдокимов, П. Д.** Экспериментальное исследование несущей способности песчаного основания при эксцентричной наклонной нагрузке на штампы / П. Д. Евдокимов, П. Н. Кашкаров // Изв. ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева, 1979. – Т. 130. – С. 71 – 76.
60. **Евдокимов, П. Д.** Экспериментальное исследование несущей способности песчаных оснований / П. Д. Евдокимов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1982. – № 1. – С. 21 – 23.
61. **Жемочкин, В. Н.** Практические методы расчета балок и фундаментных плит на упругом основании : учебное пособие / В. Н. Жемочкин, А. П. Синицин. – М. : Госстройиздат, 1962. – 239 с.
62. **Завриев, К. С.** Расчеты фундаментов опор глубокого заложения : учебное пособие / К. С. Завриев, Г. С. Шпиро. – М. : Транспорт, 1970. – 215 с.
63. **Задвориев, Г. А.** Учет физической и геометрической нелинейности при решении задач механики сыпучих и пластических сред / Г. А. Задвориев // Физико-технологические проблемы разработки полезных ископаемых. – 1987. – № 6. – С. 19 – 24.
64. **Зарецкий, Ю. К.** Статика и динамика грунтовых плотин / Ю. К. Зарецкий, В. Н. Ломбардо. – М. : Энергоатомиздат, 1983. – 256 с.
65. **Знаменский, В. В.** Инженерный метод расчета несущей способности горизонтально нагруженных групп свай / В. В. Знаменский // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2000. – № 2. – С. 7 – 11.
66. **Зотов, М. В.** Устройство регулируемых фундаментов зданий для их защиты от неравномерных деформаций / М. В. Зотов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2009. – № 2. – С. 19 – 22.

67. **Иванов, Н. С.** Экспериментальные исследования контактных напряжений под жестким штампом, воспринимающим наклонные нагрузки / Н. С. Иванов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1983. – № 3 – С. 21 – 23.

68. **Иконин, С. В.** Использование модели упругого полупространства для расчета коротких буронабивных свай на горизонтальную нагрузку / С. В. Иконин // Исследования свайных фундаментов : Межвуз. сб. научн. тр. – Воронеж : Изд-во ВГУ. – 1988. – С. 103 – 107.

69. **Иконин, С. В.** Исследование особенностей взаимодействия буронабивного фундамента, нагруженного осевой вертикальной силой, с песчаным основанием / С. В. Иконин, В. В. Леденёв // Основания и фундаменты : Респ. межвед. научн.-техн. сб. – Киев : Будівельник. – 1978. – № 11. – С. 48 – 51.

70. **Иконин, С. В.** Статистическая обработка результатов полевых испытаний буронабивных фундаментов / С. В. Иконин, В. В. Леденёв, С. А. Слюсаренко // Основания и фундаменты : Респ. межвед. научн.-техн. сб. – Киев. – 1982. – Вып. 15. – С. 38 – 41.

71. **Ильичев, В. А.** Новые методы измерения деформаций зданий и критерии их оценки / В. А. Ильичев, П. А. Коновалов, Н. С. Никифорова // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2003. – № 4. – С. 8 – 12.

72. **Ильичев, В. А.** О геотехнической категории объектов строительства / В. А. Ильичев, В. П. Петрухин, В. В. Михеев и др. // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2003. – № 1. – С. 20 – 24.

73. **Калаев, А. И.** Несущая способность оснований : монография / А. И. Калаев. – Л. : Стройиздат, 1990. – 183 с.

74. **Кананян, А. С.** Экспериментальное исследование устойчивости оснований конечной толщины / А. С. Кананян // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1970. – № 5. – С. 6 – 7.

75. **Кананян, А. С.** Экспериментальные исследования работы оснований горизонтально-нагруженных стоек при различных размерах подземной части / А. С. Кананян, Ю. А. Соболевский, М. И. Никитенко // Строительные конструкции и теория сооружений. Основания и фундаменты, механика грунтов. – Минск. – 1973. – Вып. 2. – С. 135 – 142.

76. **Кандауров, И. И.** Механика зернистых сред и ее применение в строительстве : учебное пособие / И. И. Кандауров. – Л. : Стройиздат, 1988. – 280 с.

77. **Карасев, О. В.** Исследование работы одиночных буронабивных свай при различном сочетании нагрузок / О. В. Карасев, Г. П. Та-

ланов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1977. – № 3. – С. 19–20.

78. **Карасев, О. В.** Обобщение результатов испытаний одиночных буронабивных свай на горизонтальную нагрузку : научное издание / О. В. Карасев, А. А. Цесарский, В. И. Берман // Спец. строительные работы. – 1980. – Вып. 1. – С. 92 – 97.

79. **Кезди, А.** Руководство по механике грунтов. Применение механики грунтов в практике строительства : научное издание / А. Кезди ; пер. с англ. – М. : Стройиздат, 1978. – 238 с.

80. **Кириллов, В. И.** Приближенный учет зон пластических деформаций под жестким штампом / В. И. Кириллов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1992. – № 4. – С. 2 – 5.

81. **Клейн, Г. К.** Строительная механика сыпучих тел : научное издание / Г. К. Клейн. – М. : Стройиздат, 1977. – 255 с.

82. **Клепиков, С. Н.** Расчет конструкций на неупругом основании при сложном нагружении / С. Н. Клепиков // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1983. – № 5. – С. 15 – 17.

83. **Колесников, Ю. М.** Комплексные исследования горизонтально нагруженных свай в несвязных грунтах / Ю. М. Колесников, С. В. Курилло, С. И. Левачев, В. Г. Федоровский // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1981. – № 1. – С. 10 – 12.

84. **Коновалов, П. А.** Геомониторинг – гарантия безаварийного строительства / П. А. Коновалов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1999. – № 5. – С. 2 – 5.

85. **Коновалов, П. А.** Исследование глубины деформируемой зоны грунтов под штампом в полевых условиях / П. А. Коновалов // Тр. НИИ оснований и подземных сооружений. – 1964. – № 54. – С. 14 – 25.

86. **Кофман, В. А.** Распределение напряжений и деформаций от действия нагрузки по круглой площадке внутри грунта / В. А. Кофман, М. И. Горбунов-Посадов // Труды ин-та ВНИИОСП им. Н. М. Герсеева. – М. – 1977. – Вып. 68. – С. 83 – 111.

87. **Криворотов, А. Д.** Распределение нормальных напряжений по подошве жесткого штампа при изменении эксцентриситета вертикальной нагрузки / А. Д. Криворотов // Изв. вузов. Строительство и архитектура. – 1965. – № 7. – С. 33 – 38.

88. **Крутов, В. И.** Фундаменты мелкого заложения : учебное пособие / В. И. Крутов, Е. А. Сорочан, В. А. Ковалев. – М. : АСВ, 2009. – 232 с.

89. **Кушнер, О. Г.** К использованию нелинейных моделей в механике грунтов / О. Г. Кушнер // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1994. – № 4. – С. 11 – 13.

90. **Лалетин, Н. В.** Расчет жестких безанкерных шпунтовых стенок : научное издание / Н. В. Лалетин. – М., 1940. – 85 с.

91. **Леденёв, В. В.** Анализ лабораторных опытов с моделями фундаментов / В. В. Леденёв, С. М. Алейников // Исследования свайных фундаментов. – Воронеж : ВГУ, 1988. – С. 126 – 129.

92. **Леденёв, В. В.** Взаимное влияние рядом расположенных зданий / В. В. Леденёв, Ю. А. Клинков, Я. В. Савинов // Сб. материалов Всерос. науч.-практ. конф. молодых ученых «Строительные конструкции – 2000». «4.3. Конструкции из дерева и пластмасс». Строительная механика. – М. : МГСУ, 2000. – С. 54 – 61.

93. **Леденёв, В. В.** Влияние нагрузки и глубины заложения на относительные координаты мгновенной оси вращения фундамента / В. В. Леденёв, Тью Тхи Хоанг Ань // Строительная механика и конструкция. – Воронеж, 2013. – № 2(7). – С. 73 – 80.

94. **Леденёв, В. В.** Влияние эксцентриситета на вертикальные перемещения фундаментов глубокого заложения / В. В. Леденёв, Тью Тхи Хоанг Ань // Строительная механика и конструкция. – Воронеж, 2011. – № 1(2). – С. 101 – 106.

95. **Леденёв, В. В.** Исследование взаимодействия с основанием заделанного в грунт столбчатого фундамента при внецентренной нагрузке : автореф. дис. ... канд. техн. наук / В. В. Леденёв. – Новочеркасск, 1973. – 22 с.

96. **Леденёв, В. В.** Исследование вращения плоского заглубленного фундамента при действии наклонной эксцентричной силы / В. В. Леденёв, М. Е. Соболебский // Рук. деп. в ВИНТИ. – И1529 – 80. – С. 1 – 20.

97. **Леденёв, В. В.** Механические и реологические модели оснований и фундаментов : учебное пособие / В. В. Леденёв, А. В. Худяков. – Тамбов : Изд-во ФГБОУ ВПО «ТГТУ», 2012. – 80 с.

98. **Леденёв, В. В.** Несущая способность буронабивных фундаментов при произвольном приложении наклонной силы / В. В. Леденёв, Тью Тхи Хоанг Ань // Научный вестник ВГАСУ. Строительство и архитектура. – Воронеж, 2010. – № 1(17). – С. 46 – 52.

99. **Леденёв, В. В.** Несущая способность и перемещения заглубленных фундаментов при действии плоской системы сил : дис. ... д-ра техн. наук / В. В. Леденёв. – Воронеж, 1998. – 495 с.

100. **Леденёв, В. В.** Определение горизонтального перемещения буронабивного фундамента с использованием подхода И. А. Симвуди / В. В. Леденёв, Тью Тхи Хоанг Ань // Научный вестник ВГАСУ. Строительство и архитектура. – Воронеж, 2015. – № 1(37). – С. 23 – 34.

101. **Леденёв, В. В.** Определение закона изменения касательных контактных напряжений буронабивных фундаментов : тезисы международной конференции / В. В. Леденёв, Тью Тхи Хоанг Ань // Сб. трудов Междунар. науч.-практ. конф., посвященной 35-летию института АРХСИТ ТГТУ «Устойчивое развитие региона : архитектура, строительство, транспорт». – Тамбов : Изд-во ФГБОУ ВПО «ТГТУ», 2014. – С. 123 – 128.

102. **Леденёв, В. В.** Основания и фундаменты при сложных воздействиях : монография / В. В. Леденёв. – Тамбов, ТГТУ, 1995. – 400 с.

103. **Леденёв, В. В.** Приближенное определение крена заглубленного прямоугольного фундамента / В. В. Леденёв, А. И. Ананьин // Изв. вузов. Строительство и архитектура. – 1974. – № 1. – С. 27 – 30.

104. **Леденёв, В. В.** Приближенное определение крена круглого заглубленного фундамента / В. В. Леденёв, Р. С. Шеляпин // Известия вузов. Строительство и архитектура. – 1970. – № 11. – С. 36 – 39.

105. **Леденёв, В. В.** Прочность и деформативность оснований заглубленных фундаментов : монография / В. В. Леденёв. – Воронеж : ВГУ, 1985. – 224 с.

106. **Леденёв, В. В.** Расчет болтовых соединений с учетом дополнительных сил / В. В. Леденёв, Тью Тхи Хоанг Ань // Строительная механика и конструкция. – Воронеж, 2013. – № 2(7). – С. 80 – 86.

107. **Леденёв, В. В.** Расчет буронабивных фундаментов по материалу / В. В. Леденёв, Тью Тхи Хоанг Ань // Научный вестник ВГАСУ. Строительство и архитектура. – Воронеж, 2009. – № 4(16). – С. 21 – 28.

108. **Леденёв, В. В.** Расчет несущей способности буронабивных фундаментов / В. В. Леденёв, Тью Тхи Хоанг Ань // Вестник Тамбовского государственного университета. – Тамбов. – 2007. – Т. 13. – № 3. – С. 802 – 807.

109. **Леденёв, В. В.** Расчет несущей способности буронабивных фундаментов (с учетом касательных напряжений) / В. В. Леденёв, Тью Тхи Хоанг Ань. – Воронеж – Липецк : РААСН, ЛГТУ, 2008. – С. 224 – 232.

110. **Леденёв, В. В.** Теоретические основы механики деформирования и разрушения : монография / В. В. Леденёв, В. Г. Однолько, З. Х. Нгуен. – Тамбов : ТГТУ, 2013. – 312 с.

111. **Леденёв, В. В.** Экспериментальное исследование оснований заглубленных фундаментов : монография / В. В. Леденёв. – Воронеж : Изд-во ВГУ, 1985. – 156 с.

112. **Леденёв, В. В.** Экспериментальные исследования горизонтальных напряжений в песчаном основании / А. А. Мазов, М. А. Чуканов, В. С. Чуксин // Вестник Центрального регионального отделения Российской академии архитектуры и строительных наук : сб. науч. ст. РААСН. – ТГТУ. – Воронеж – Тамбов : Изд-во Тамб. гос. техн. ун-та. – 2009. – С. 161 – 167.

113. **Леонтьев, Н. Н.** К вопросу расчета фундаментных балок с учетом ползучести бетона и основания / Н. Н. Леонтьев, Д. Н. Соболев, Ч. А. Амансахатов // Строительная механика и расчет сооружений. – 1991. – № 2. – С. 32 – 35.

114. **Макаров, Б. П.** Расчет фундаментов сооружений на случайно однородном основании при ползучести : научное издание / Б. П. Макаров, Б. Е. Кочетков. – М., 1987. – 256 с.

115. **Малышев, М. В.** Прочность грунтов и устойчивость оснований сооружений / М. В. Малышев. – М. : Стройиздат, 1980. – 136 с.

116. **Миндлин, Р.** Сосредоточенные силы в упругом полупространстве / Р. Миндлин, Д. Чень // Сб. переводов «Механика». – 1952. – Вып. 4(14). – С. 118 – 133.

117. **Миронов, В. С.** Экспериментальное исследование сопротивления вертикальных и наклонных свай действию наклонных нагрузок / В. А. Миронов, В. Н. Кровяков // Изв. вузов. Строительство и архитектура. – 1980. – № 8. – С. 123 – 126.

118. **Миронов, В. А.** Расчет напряжено-деформированного состояния упругопластического основания жесткого штампа / В. А. Миронов, О. Е. Софьин // Материалы Междунар. конгресса «Наука и инновации в строительстве». Т. 2. Современные проблемы механики строительных конструкций. – Воронеж : ВГАСУ, 2008. – С. 152 – 156.

119. **Миронов, В. А.** Прочность и деформируемость грунтов при сложном напряженном состоянии / В. А. Миронов, А. Н. Гудий, О. Е. Софьин // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2007. – № 4. – С. 5 – 9.

120. **Мурзенко, Ю. Н.** Расчет зданий и сооружений в упругопластической стадии работы с применением ЭВМ : учебное пособие / Ю. Н. Мурзенко. – Л. : Стройиздат, 1989. – 135 с.

121. **Мурзенко, Ю. Н.** Результаты и перспективы экспериментальных исследований напряженно-деформированного состояния оснований сооружений / Ю. Н. Мурзенко, З. Я. Тарикулиев, Э. В. Аринина, В. В. Ревенко // Экспериментально-теоретические исследования задач в области оснований и фундаментов. – Новочеркеск : НПИ, 1979. – С. 121 – 128.

122. **Огранович, А. Б.** Осадки жесткого круглого фундамента, заглубленного в упругое полупространство / А. Б. Огранович // Изв. вузов. Строительство. – 1992. – № 9 – 10. – С. 25 – 28.

123. **Огранович, А. Б.** Осадки жесткого круглого фундамента, заглубленного в упругое полупространство фундамента с прямоугольной подошвой / А. Б. Огранович // Изв. вузов. Строительство. – 1972. – № 1. – С. 114 – 117.

124. **Огранович, А. Б.** Ускоренный метод расчета осадки и крена жесткого, заглубленного в упругое полупространство фундамента / А. Б. Огранович // Изв. вузов. Строительство. – 1992. – № 1. – С. 114 – 117.

125. **Огранович, А. Б.** Расчет гибкой фундаментной стенки на горизонтальную нагрузку с учетом разрыва сплошности основания / А. Б. Огранович // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1967. – № 6. – С. 7 – 9.

126. **Окулова, М. Н.** Исследование напряженного состояния песчаных грунтов вблизи загруженного штампа / М. Н. Окулова // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1966. – № 4. – С. 5 – 7.

127. **Онопа, И. А.** Осадки и крены прямоугольного штампа на клиновидном основании / И. А. Онопа, В. Г. Федоровский // Изв. вузов. Строительство и архитектура. – 1984. – № 5. – С. 47 – 50.

128. **Перельмутер, А. В.** Расчетные модели сооружений и возможность их анализа / А. В. Перельмутер, В. И. Сливкер. – Киев : Сталь, 2002. – 600 с.

129. **Пилягин, А. В.** Смешанная упругопластическая задача расчета грунтового основания в пространственной постановке / А. В. Пилягин, С. В. Казанцев // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1989. – № 4. – С. 21 – 23.

130. **Пшеничкин, А. П.** Основы вероятностно-статической теории взаимодействия сооружений с неоднородными фунтовыми основаниями : монография / А. П. Пшеничкин. – Волгоград : ВолГАСУ, 2010. – 336 с.

131. **Пшеничкин, А. П.** Практический метод расчета конструкций на стохастическом основании / А. П. Пшеничкин // Надежность и долговечность строительных конструкций. – Волгоград, 1974. – С. 6 – 26.

132. **Рекомендации** по проектированию и строительству щелевых фундаментов // НИИОСП им. Н. М. Гериванова. – М., 1982. – 51 с.

133. **Рекомендации** по проектированию и устройству оснований и фундаментов при возведении зданий вблизи существующих в условиях плотной городской застройки // Правительство Москвы. МосКом-архитектура. – М., 1999. – 55 с.

134. **Рекомендации** по расчету осадок и кренов прямоугольных фундаментов на клиновидном основании // НИИ оснований и подземных сооружений. – М., 1986. – 24 с.

135. **Рекомендации** по расчету осадок, кренов и усилий в фундаментах существующих промышленных зданий от влияния вновь при-страиваемых зданий и сооружений // Харьковский Промстройини-проект. – М. : Стройиздат, 1987. – 104 с.

136. **Розенвассер, Г. Р.** Исследование нормальных давлений на стены заглубленных сооружений / Г. Р. Розенвассер, В. И. Ольмезов, Ю. В. Санжаров // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1980. – № 3. – С. 8 – 11.

137. **Рыбин, В. С.** Проектирование фундаментов реконструируемых зданий : учебное пособие / В. С. Рыбин. – М. : Стройиздат, 1990. – 296 с.

138. **Симвулиди, И. А.** Расчет инженерных конструкций на упру-гом основании : учебное пособие / И. А. Симвулиди. – М. : Высшая школа, 1982. – 576 с.

139. **Синицин, А. П.** Расчет конструкций на основе теории риска : учебное пособие / А. П. Синицин. – М. : Стройиздат, 1985. – 304 с.

140. **Снитко, Н. К.** Расчет жестких и гибких опор, заземленных в грунт при одновременном действии горизонтальных и вертикальных сил : учебное пособие / Н. К. Снитко, А. Н. Снитко // Основания, фунда-менты и механика грунтов. – 1967. – № 3. – С. 1 – 3.

141. **Соколовский, В. В.** Статика сыпучей среды / В. В. Соколов-ский. – М. : Физматгиз, 1960. – 260 с.

142. **Сорочан Е. А.** Фундаменты промышленных зданий : учеб-ное пособие / Е. А. Сорочан. – М. : Стройиздат, 1986. – 303 с.

143. **Сорочан, Е. А.** Экспериментальное исследование устойчи-вости основания прямоугольных фундаментов, загруженных наклон-

ной нагрузкой / Е. А. Сорочан, А. С. Снарский, Д. Н. Теренецкий // Тр. ин-та ВНИИОСП им. Н. М. Герсеева. – 1980. – Вып. 70. – С. 16 – 24.

144. **Сотников, С. Н.** Опыт применения буровых свай при строительстве зданий в центре Санкт-Петербурга / С. Н. Сотников, А. В. Соловьева, И. Д. Зиновьева // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1999. – № 5. – С. 8 – 12.

145. **Сотников, С. Н.** Проектирование и возведение фундаментов вблизи существующих сооружений : учебное пособие / С. Н. Сотников, В. Г. Силагин, В. П. Вершинин. – М. : Стройиздат, 1986. – 96 с.

146. **СП 20.13330.2011.** Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07–85\* // Министерство регионального развития РФ. – М. – 2010. – 96 с.

147. **СП 24.13330.2011.** Свайные фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 2.02.03–85. – М. : Минрегион России ; ОАО «ЦПП». – 2010. – 85 с.

148. **Тер-Мартirosян, З. Г.** Реологические параметры грунтов и расчеты оснований : монография / З. Г. Тер-Мартirosян. – М. : Стройиздат, 1990. – 200 с.

149. **Травуш, В. И.** Функциональные прерыватели Герсеева и расчет сооружений на упругом основании / В. И. Травуш // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2000. – № 4. – С. 3 – 5.

150. **Фадеев, А. Б.** Метод конечных элементов в геотехнике : научное издание / А. Б. Фадеев. – М. : Недра, 1987. – 221 с.

151. **Фадеев, А. Б.** О допустимых деформациях оснований плитных фундаментов / А. Б. Фадеев, В. К. Иноземцев, В. А. Лунин // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2004. – № 2. – С. 14 – 16.

152. **Федоровский, В. Г.** Вариационный метод расчета несущей способности основания ленточного фундамента при действии наклонной нагрузки / В. Г. Федоровский // Тр. Ин-та ВНИИОСП им. Н. М. Герсеева. – 1985. – Вып. 84. – С. 111 – 121.

153. **Федоровский, В. Г.** Несущая способность сыпучего основания ленточного фундамента при действии наклонной внецентренной нагрузки / В. Г. Федоровский // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2005. – № 4. – С. 2 – 7.

154. **Федоровский, В. Г.** Расчет свай и свайных кустов на горизонтальную нагрузку по модели линейно-деформируемого полупространства / В. Г. Федоровский, С. В. Курилло, Н. А. Кулаков // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1988. – № 4. – С. 21 – 23.

155. **Федоровский, В. Г.** Сваи в гидротехническом строительстве : учебное пособие / В. Г. Федоровский, С. Н. Левачев, С. В. Курило. – М. : АСВ, 2003. – 240 с.
156. **Филатов, А. В.** Исследование несущей способности коротких буронабивных свай с камуфлетным уширением / А. В. Филатов, Н. В. Бойко, В. И. Быков // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1975. – № 3. – С. 15 – 17.
157. **Филатов, А. В.** Экспериментальные исследования эпюр контактного давления грунта и перемещений свай при горизонтальных нагрузках / А. В. Филатов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1977. – № 1. – С. 32 – 34.
158. **Флорин, В. А.** Основы механики грунтов : монография / В. А. Флорин. – М. : Госстройиздат, 1961. – Т. 2. – 544 с.
159. **Фрелих, О. К.** Распределение давления в грунте : научное издание / О. К. Фрелих. – М. : Изд-во Наркомхоза РСФСР, 1938. – 188 с.
160. **Цытович, Н. А.** Механика грунтов : учебник / Н. А. Цытович. – М. : Госстройиздат, 1963. – 636 с.
161. **Шапиро, Д. М.** Математическое моделирование и метод расчета устоев автодорожных мостов : дис. ... д-ра техн. наук / Д. М. Шапиро. – М., 1990. – 346 с.
162. **Шапиро, Д. М.** Расчет конструкций и оснований методом конечных элементов : учебное пособие / Д. М. Шапиро. – Воронеж : ВГАСА, 1996. – 80 с.
163. **Шапиро, Д. М.** Расчет, моделирование, нагружения буронабивных свай осевой силой / Д. М. Шапиро, Н. Н. Мельничук // Проблемы механики грунтов и фундаментов строения в сложных условиях : тр. Междунар. науч.-практ. конф. – Уфа, 2006. – Т. 1. – С. 155 – 164.
164. **Шапиро, Д. М.** Теория и расчетные модели оснований и объектов геотехники : монография / Д. М. Шапиро. – Воронеж : ИГГУ «Научная книга», 2012. – 164 с.
165. **Швец, В. Б.** Надежность оснований и фундаментов : учебное пособие / В. Б. Швец, Б. Л. Тарасов, Н. С. Швец. – М. : Стройиздат, 1980. – 158 с.
166. **Шелест, А. А.** Распределение напряжений и перемещений в основании конечной толщины под круглым жестким фундаментом / А. А. Шелест // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1975. – № 6. – С. 26 – 28.

167. **Шеляпин, Р. С.** Приближенное определение осадок жесткого круглого заглубленного фундамента / Р. С. Шеляпин // Изв. вузов. Строительство и архитектура. – 1965. – № 6. – С. 11 – 19.

168. **Шехтер, О. Я.** К расчету заглубленного жесткого фундамента / О. Я. Шехтер // Тр. НИИ оснований и фундаментов. – М. : Госстройиздат. – 1956. – № 30. – С. 45 – 60.

169. **Baguelin, F.** Theoretical Study of Lateral Reaction Mechanism of Piles / F. Baguelin, R. Frank, Y. H. Said // Geotechnique. – 1987. – V. 27. – P. 405 – 434.

170. **Baran, L.** Stateoznose Pojedynezuch Fundamentow Stupowych / L. Baran, E. Dembicki, W. Odrobinski, T. Szaranice. – Warszawa – Poznan. – 1971. – 269 p.

171. **BCP Committee.** Field Tests on Piles in Sand Soils and Foundations. – 1971. – V. 11. – № 2. – P. 29 – 48.

172. **Bulson, P. S.** Buried Structures : Static and Dynamic Strength / P. S. Bulson. – London, New York. – Chapman and Holl. – 1985. – 240 p.

173. **Dembicki, E.** Bearing Capacity and Displacement of Horizontally Loaded Piles Sunk in soil with Peat / E. Dembicki, W. Orgobinski, A. Niemumis // Baltic Conference on Soil Mechanics and Foundation on Peats and Deformations of Structures on Highly Compressible Soils, USSR, Tallin. – 1988. – P. 196 – 203.

174. **Eurocode 3.** Design of Steel Structures / Part 1 – 8 : General – design of joints manual // European Prestandard. – EN 1993 – 1 – 8. – 2005, CEN Brussels, Belgium.

175. **Eurocode 3.** Design of steel structures / Part 1 – 8 : General – design of joints manual // European Prestandard. – EN 1993 – 1 – 8. – 2005, CEN Brussels, Belgium.

176. **Hamza, M.** The Design of Footings on Cohesionless Soil / M. Hamza, P. Croney // Third International Conference on Numerical Methods in Geomechanics. – Aachen. – 1979. – V. 3. – P. 939 – 951.

177. **Hettler, A.** Verschiebungen Von lotrecht Mitting Belasteten Einxil Fundamenten und Horizontal Belasteten Pfahlen in Sand unter Schwellast / A. Hettler. – Bauingenieur. – 1984. – № 59. – P. 351 – 355.

178. **James, A. S.** Ultimate Strength Prying Models for Bolted T-stub Connections / A. S. James // Engineering Journal, American Institute of Steel Construction (AISC). – Chicago. – 2002. – № 3. – P. 136 – 147.

179. **James, A. S.** Ultimate Strength Prying Models for Bolted T-stub Connections / A. S. James // Engineering journal, 3rd quarter. – 2002. – P. 136 – 147.

180. **Kestutis, Urbonas.** Component Method Extension to Steel Beam-to-beam and Beam-to-column Knee Joints under Bending and Axial Forces / Kestutis Urbonas, Alfonsas Daniūnas // Journal of Civil Engineering and Management – J CIV ENG MANAG. – Lithuania. – 2005. – № 11(3). – P. 217 – 224.

181. **Latour, M.** Column-Base Plate Joints under Monotonic Loads : Theoretical and Experimental Analysis / Massimo Latour, Vincenzo Piluso, Gianvittorio Rizzano // 7th International Workshop on Connections in Steel Structures. – Timisoara. – 2012. – P. 12.

182. **Lebeque, Y.** Pouvoir Portant du Sol Sous une Charge Inclinee. Ann de L'Institut Technique du Batiment et des Travaux Pablics. Serie Soils et Foundations. – 1972. – № 88. – 44 p.

183. **Meyerhof, G. G.** Bearing Capacity of Rigid Piles under Accentric and Inclined Loads / G. G. Meyerhof, V. V. R. H. Sastry // Canadian Geotechnical Journal. – 1985. – V. 22. – № 3. – P. 267 – 276.

184. **Meyerhof, G. G.** Lateral Resiatance and Deflection of Rigid Walls and Piles in Layered Soils / G. G. Meyerhof, S. K. Mathur, A. J. Valsangkar // Canadian Geotechnical Journal. – 1981. – V. 18. – P. 159 – 170.

185. **Meyerhof, G. G.** Pile Capacity for Eccentric Inclined Load in Clay / G. G. Meyerhof, A. S. Yalchin // Canadian Geotechnical Journal. – 1984. – V. 21. – P. 389 – 396.

186. **Meyerhof, G. G.** The Ultimate Bearing Capacity of Footings under Eccentric and Inclined Loads / G. G. Meyerhof // Proceedings 3-d International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineerings. – Zurich, switzerland. – 1953. – P. 440 – 445.

187. **Milovic, D. I.** Stressesand Displacements in Elastic Layer Die to Inclined and Eccentric Load over a Rigid strip / D. I. Milovic, G. Touzot, S. P. Tournier // Geotechnique. – 1970. – V. 20. – № 3. – P. 231 – 252.

188. **Mindlin, R. D.** Force at a Point in the Interior of a Semi-infinite Solid / R. D. Mindlin // Physics. – 1936. – V. 7. – P. 195 – 202.

189. **Muhs, H.** Inclined Load Tests on Shallow Strip Footings / H. Muhs, S. Weiss // Proc. Of Eighth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. – Moscow, 1973. – V. 13. – P. 173 – 179.

190. **Poulos, H. G.** The Behavior of Laterally Loaded Piles / H. G. Poulos. – Proc. ASCE. – 1977. – NSMS. – P. 738 – 751.

191. **Purkayastha, R. D.** Stability Analysis for Eccentrically Loaded Footings / R. D. Purkayastha, R. A. Char // Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE. – 1977. – V. 102. – № GT6. – P. 647 – 651.

192. **Purkayastha, R. D.** Stability Analysis for Eccentrically Loaded Footings / R. D. Purkayastha, R. A. Char // Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE. – 1977. – V. 102. – № GT6. – P. 647 – 651.

193. **Smith, J. M.** Numerical Analysis of Deep Foundations / J. M. Smith // Numerical Methods in Geomechanics, Proc NATO. – 1981. – P. 187 – 201.

194. **Struik, J. H. A.** Tests on Bolted T-stubs with Respect to Bolted Beam-to-Column Connections / J. H. A. Struik, J. de Back // Report 6-69-13, Stevin Laboratory, Delft University of Technology, Delft. – Netherlands. – 1969.

195. **Thornton, W. A.** Prying Action – a General Treatment / W. A. Thornton // Engineering journal, American Institute of Steel Construction. – 1985. – V. 22. – N 2. – P. 67 – 75.

196. **Touma, F. T.** Behavior of Bored Piles in Sand / F. T. Touma, L. C. Resse // Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE. – 1974. – V. 100. – N GT7. – P. 749 – 761.

197. **Tran, Vo Nhien.** Terms de Surface de la Force Portante Limite d'une Foundation a Charge Inclinee Excentree par la Methode du Cointranguulaire Minimal // These du Doctorat de Specilides. – Grenoble. – 1965.

198. **Turan, Durgunoglu H.** Effect of Foundation Embedment on Stress and Deformation Distributions / H. Turan Durgunoglu // Third International Conference on Numerical Methods in Geomechanics. – Aachen. – 1979. – V. 3. – P. 925 – 928.

199. **Wald, F.** Component Method for Steel Column Bases / F. Wald, Z. Sokol, C. M. Steenhuis // Heron-Steel Column Bases. – Delft, Netherlands. – 2008. – V. 53. – N 1(2). – P. 20.

## ПРИЛОЖЕНИЯ

### ПРИЛОЖЕНИЕ I

Рассмотрим результаты экспериментов, выполненных с тензомоделью  $d = 50$  см;  $h = 180$  см; над грунтом песок средней плотности:  $\varphi = 28^\circ$ ,  $C = 3$  кПа,  $f = 0,03$  МПа,  $E = 33$  МПа,  $\rho = 1,6$  г/см<sup>3</sup>.

Выполним серии экспериментов с разными относительными эксцентриситетами  $e_0 = 0$ ; 0,5; 1; 2; 5 (при  $\delta = 45^\circ$ ) и углами наклона нагрузки  $\delta = 0$ ; 15; 30; 45; 60°;  $e_0 = 0$ ; 0,4;  $F = 1$  кН.

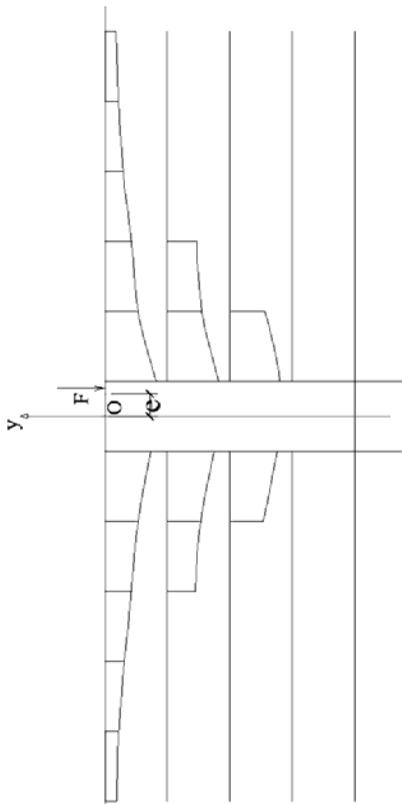
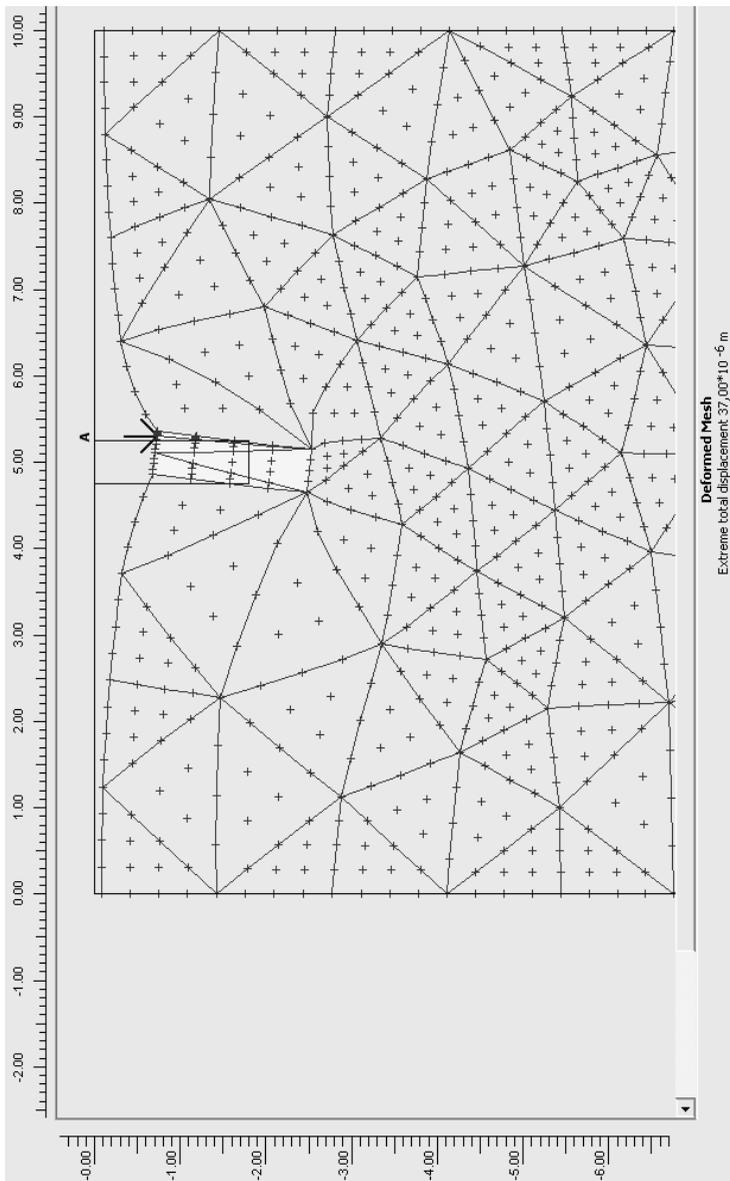
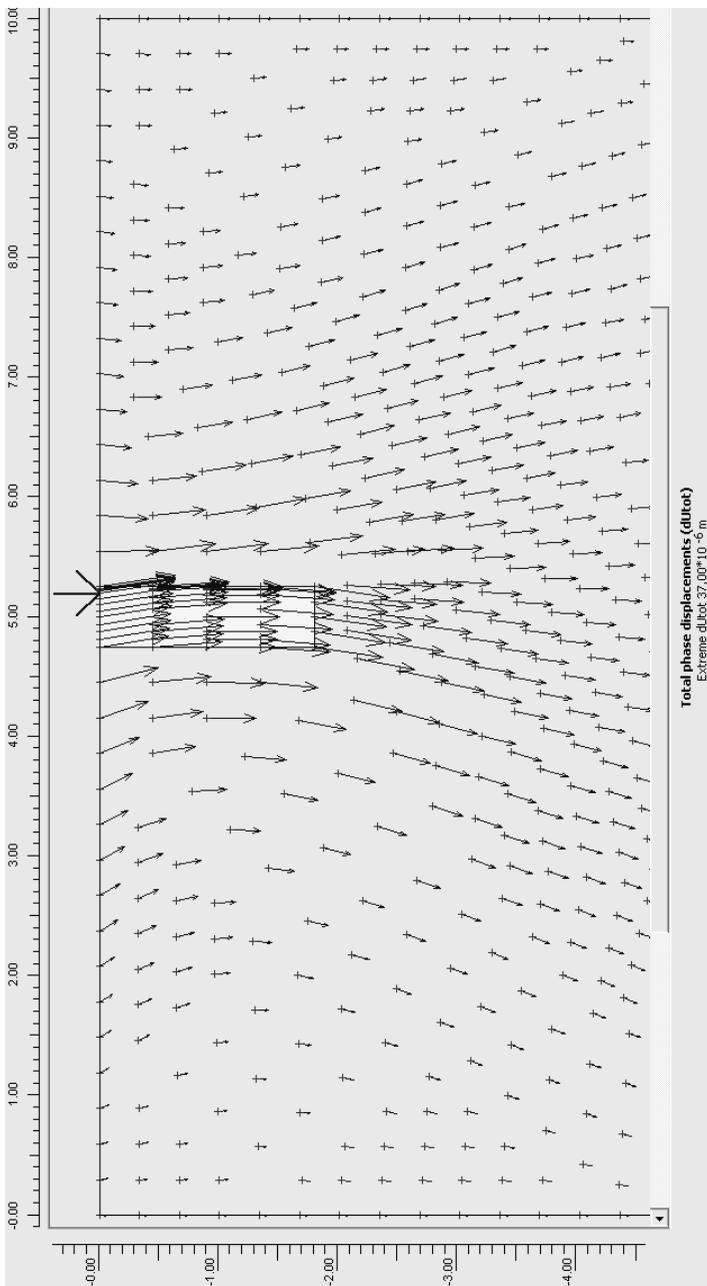


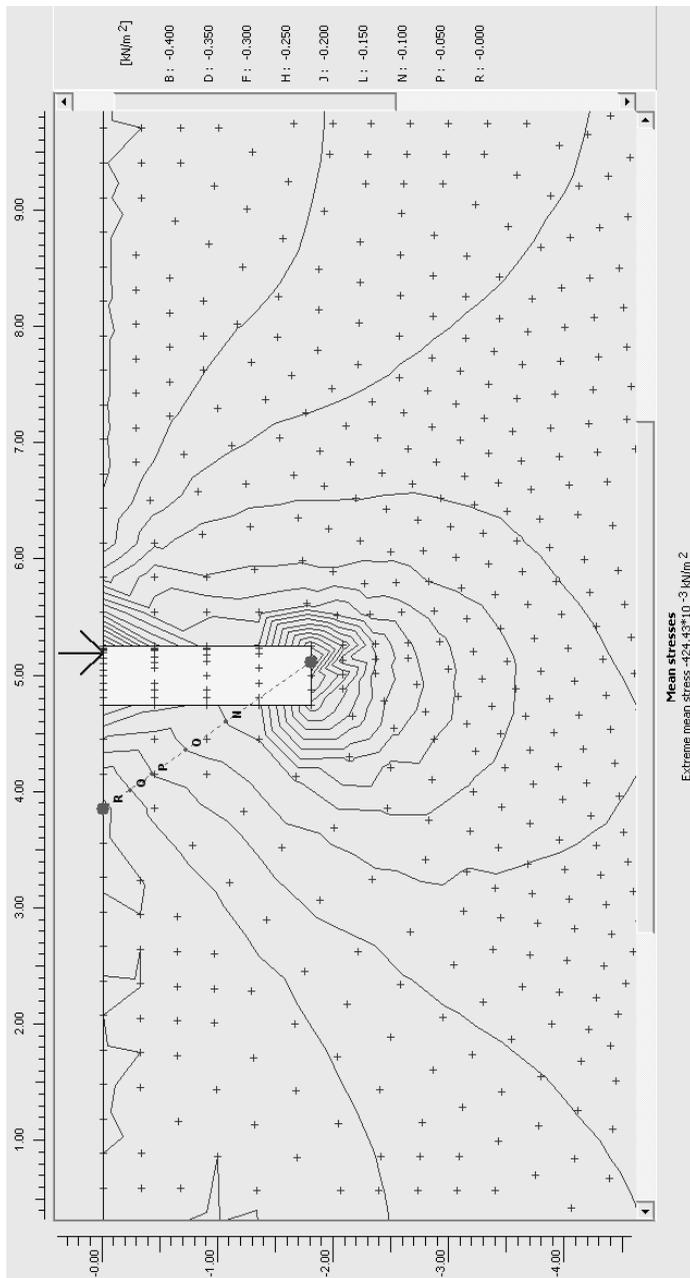
Рис. П1.1. Картина вертикальных перемещений среды вокруг буронабивного фундамента при  $d = 50$  см;  $h = 180$  см;  $e_0 = 0,4$ ;  $\delta = 0^\circ$



**Рис. П1.2. Картина деформирования основания вокруг буронабивного фундамента при  $d = 50$  см;  $h = 180$  см;  $e_0 = 0,4$ ;  $\delta = 0^\circ$**



**Рис. П1.3.** Картина перемещений среды вокруг буронабивного фундамента при  $d = 50$  см;  $h = 180$  см;  $\epsilon_0 = 0,4$ ;  $\delta = 0^\circ$



**Рис. III.4. Картина напряженно-деформированного состояния среды вокруг буронабивного фундамента при  $d = 50$  см;  $h = 180$  см;  $e_0 = 0,4$ ;  $\delta = 0^\circ$**

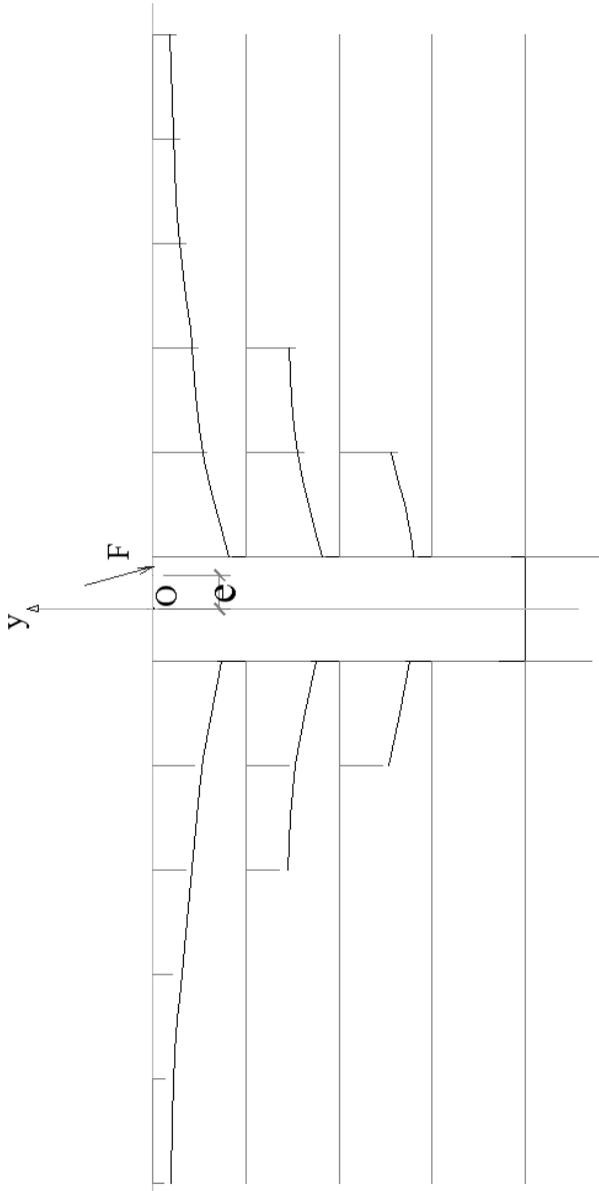
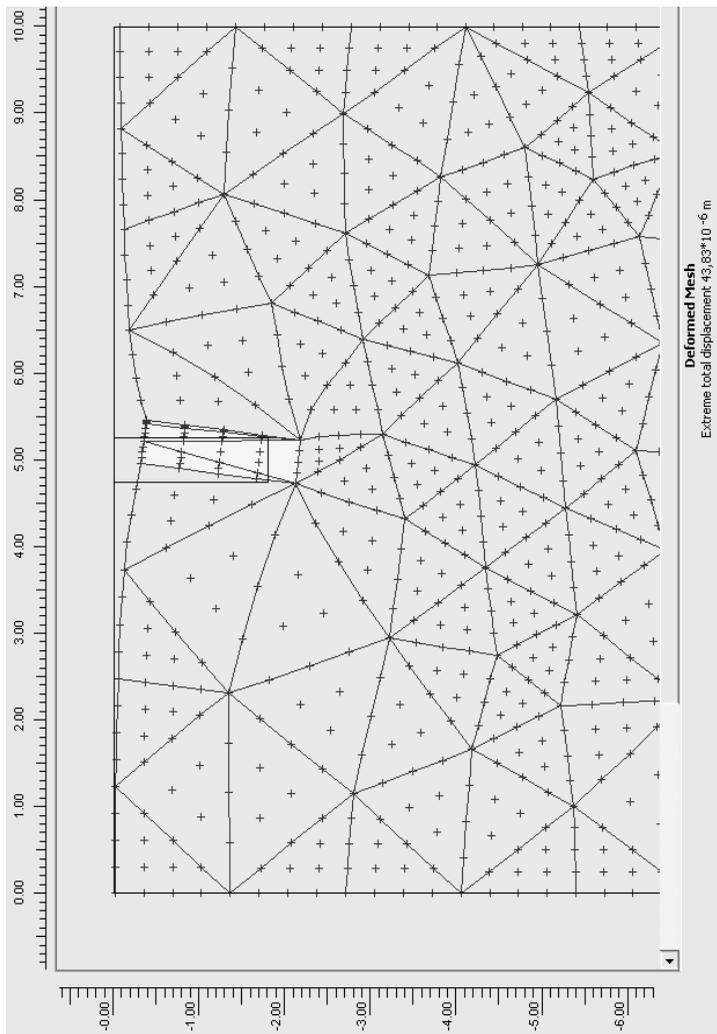
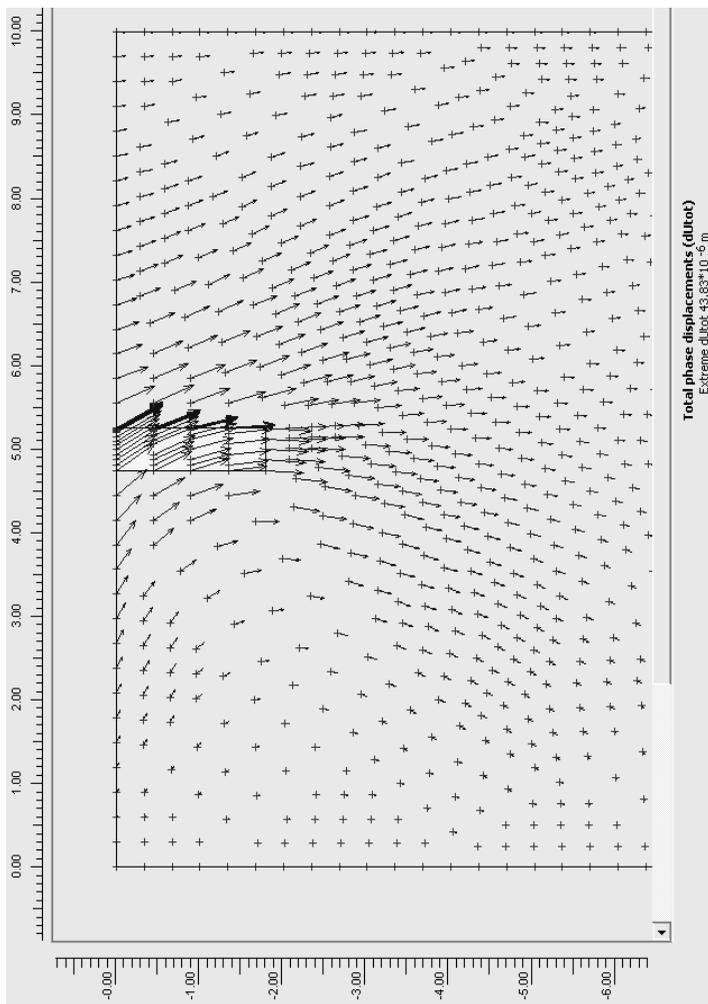


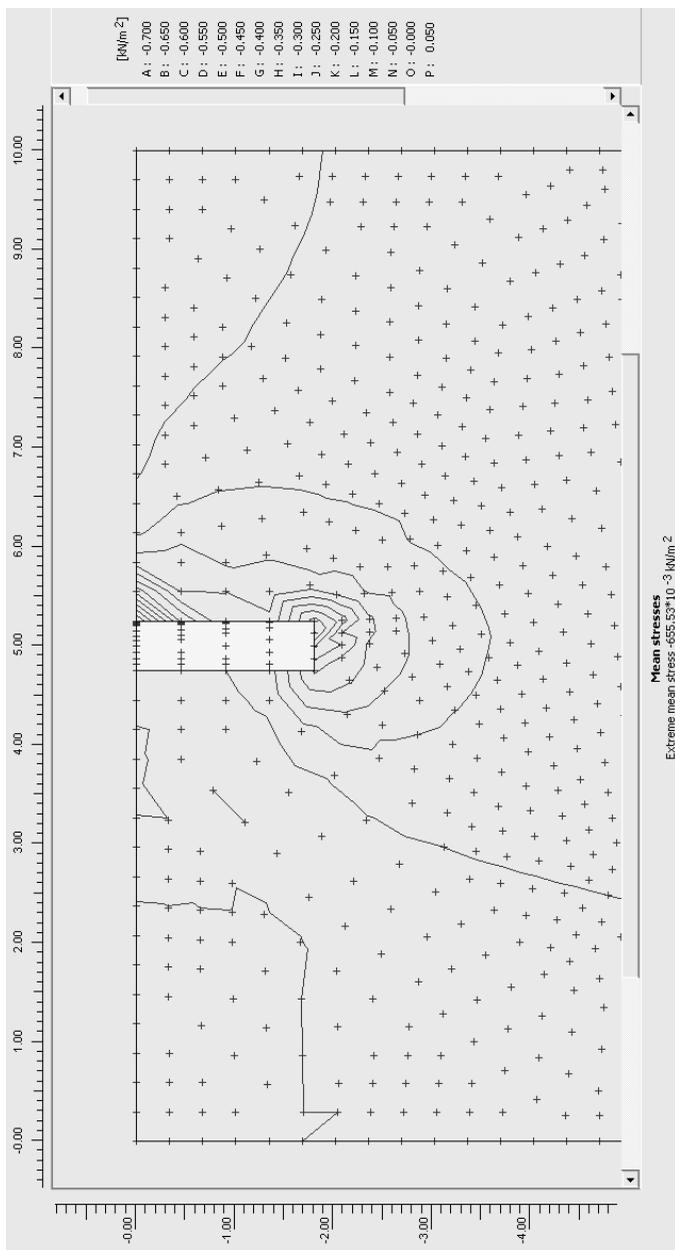
Рис. П1.5. Картина вертикальных перемещений среды вокруг буронабивного фундамента при  $d = 50$  см;  $h = 180$  см;  $e_0 = 0,4$ ;  $\delta = 15^\circ$ ;  $F = 1$  кН



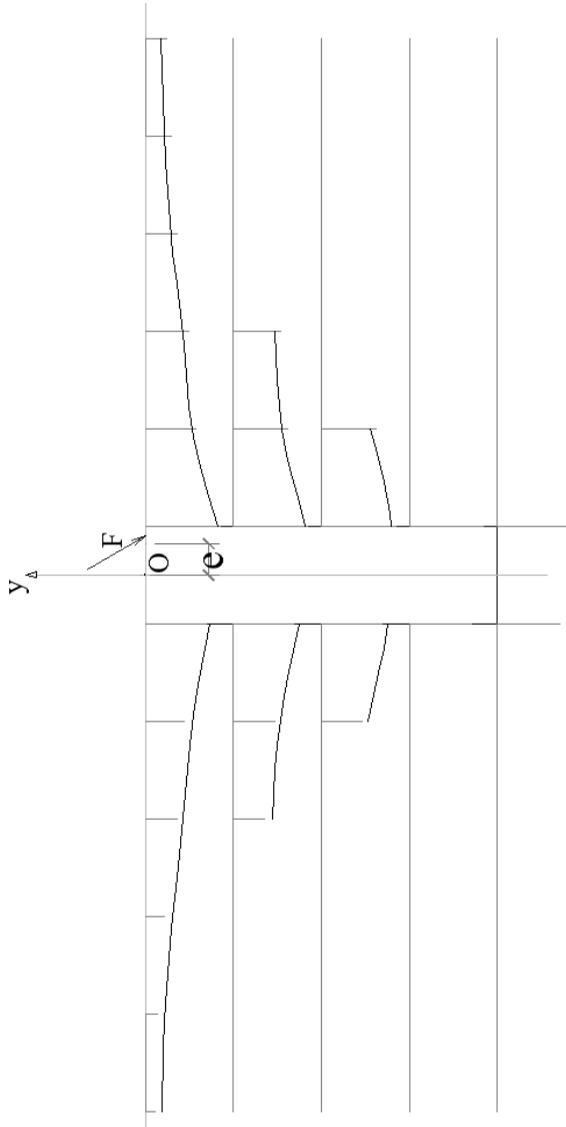
**Рис. Ш.6. Картина деформирования основания вокруг буронабивного фундамента при  $d = 50$  см;  $h = 180$  см;  $e_0 = 0,4$ ;  $\delta = 15^\circ$ ;  $F = 1$  кН**



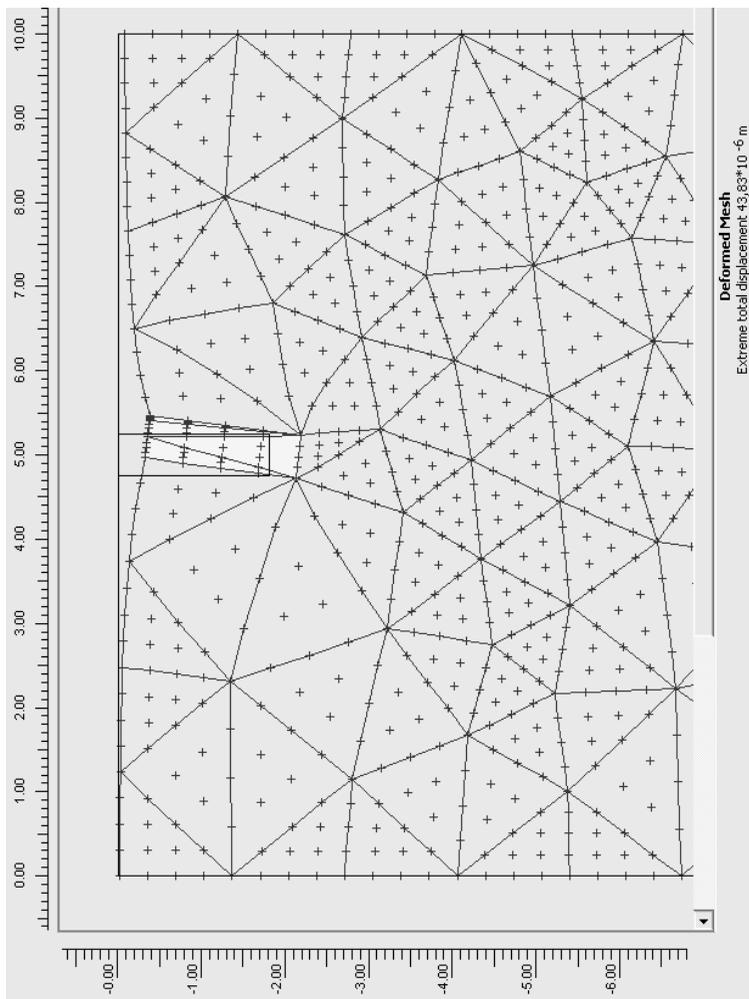
**Рис. П1.7.** Картина перемещений среды вокруг буронабивного фундамента при  $d = 50$  см;  $h = 180$  см;  $e_0 = 0,4$ ;  $\delta = 15^\circ$ ;  $F = 1$  кН



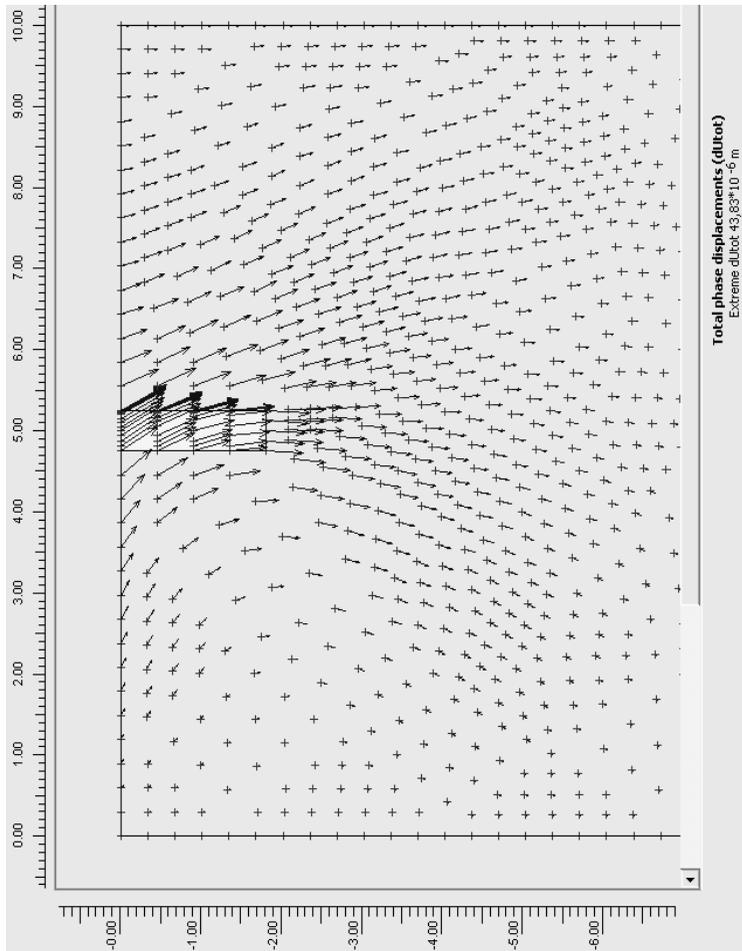
**Рис. П1.8. Картина напряженно-деформированного состояния среды вокруг буронабивного фундамента при  $d = 50$  см;  $h = 180$  см;  $e_0 = 0,4$ ;  $\delta = 15^\circ$ ;  $F = 1$  кН**



**Рис. П1.9.** Картина вертикальных перемещений среды вокруг буронабивного фундамента при  $d = 50$  см;  $h = 180$  см;  $e_0 = 0,4$ ;  $\delta = 30^\circ$ ;  $F = 1$  кН



**Рис. П1.10. Картина деформирования основания вокруг буронабивного фундамента при  $d = 50$  см;  $h = 180$  см;  $e_0 = 0,4$ ;  $\delta = 30^\circ$ ;  $F = 1$  кН**



**Рис. П1.11. Картина перемещений среды вокруг буронабивного фундамента при  $d = 50$  см;  $h = 180$  см;  $e_0 = 0,4$ ;  $\delta = 30^\circ$ ;  $F = 1$  кН**

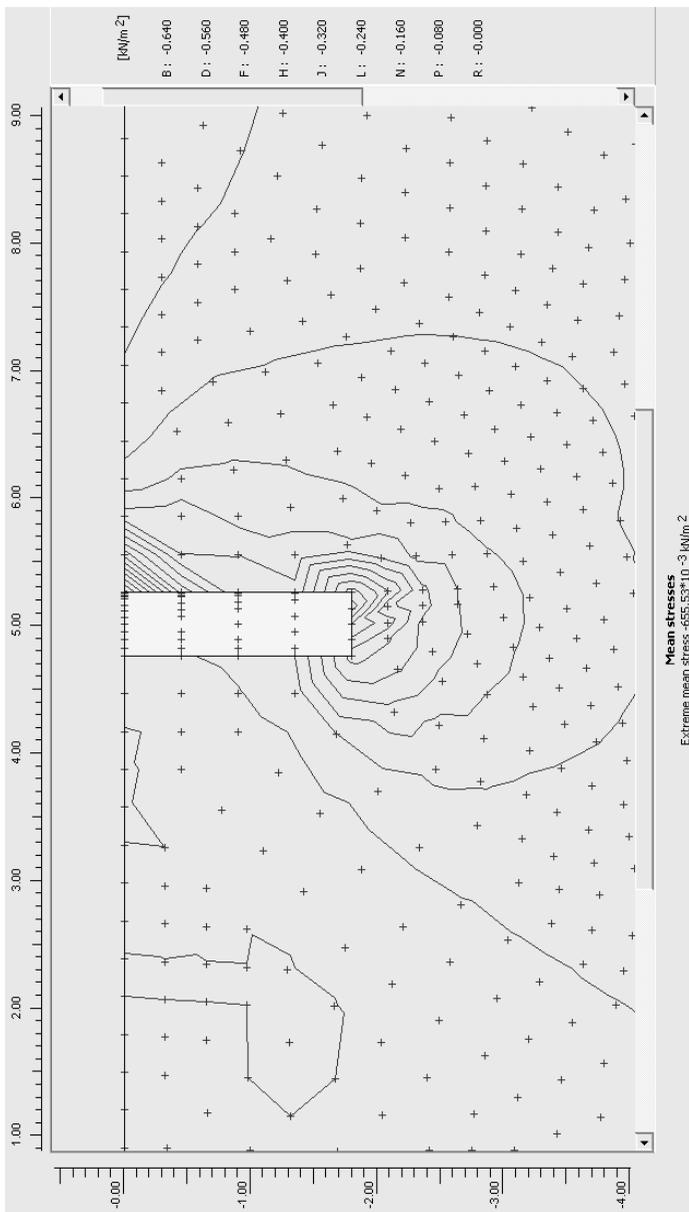


Рис. III.12. Карта напряженно-деформированного состояния среды вокруг буронабивного фундамента при  $d = 50$  см;  $h = 180$  см;  $e_0 = 0,4$ ;  $\delta = 30^\circ$ ;  $F = 1$  кН

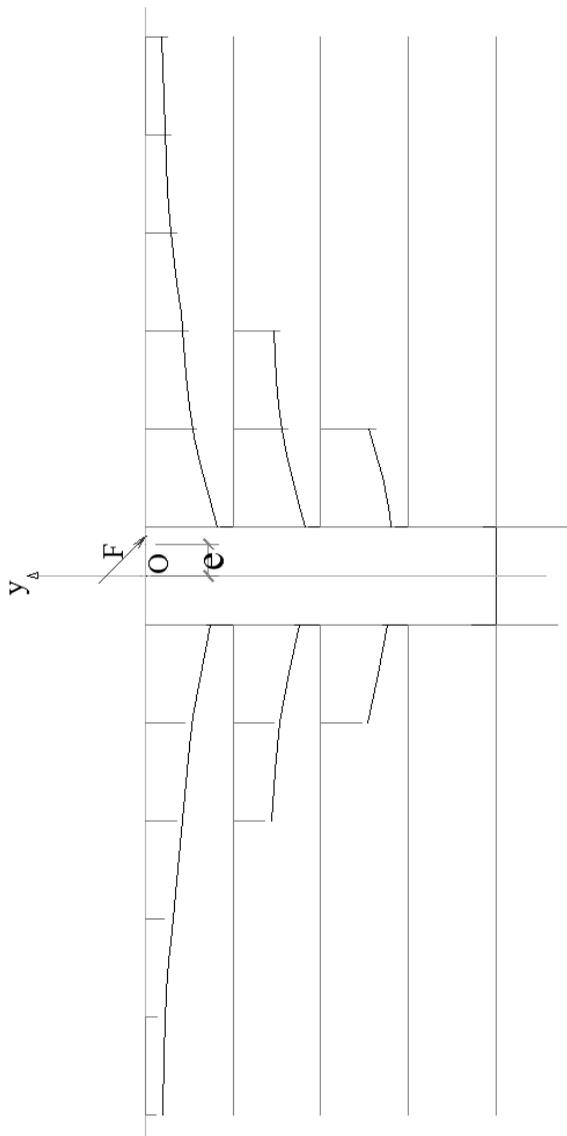
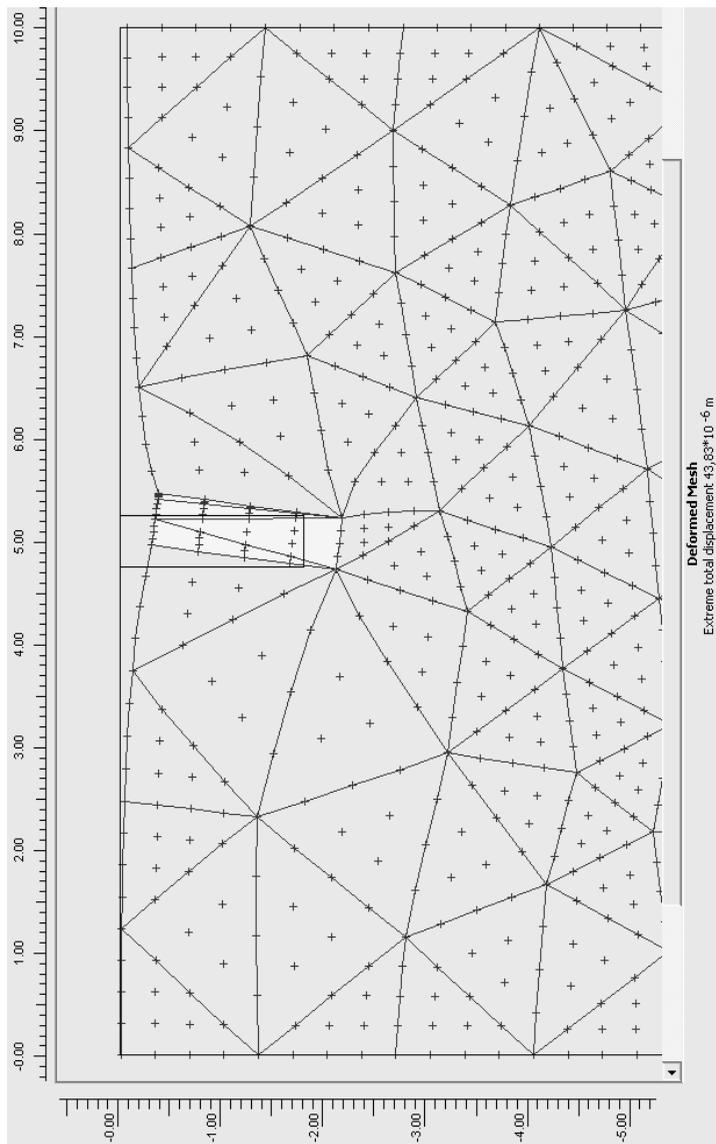
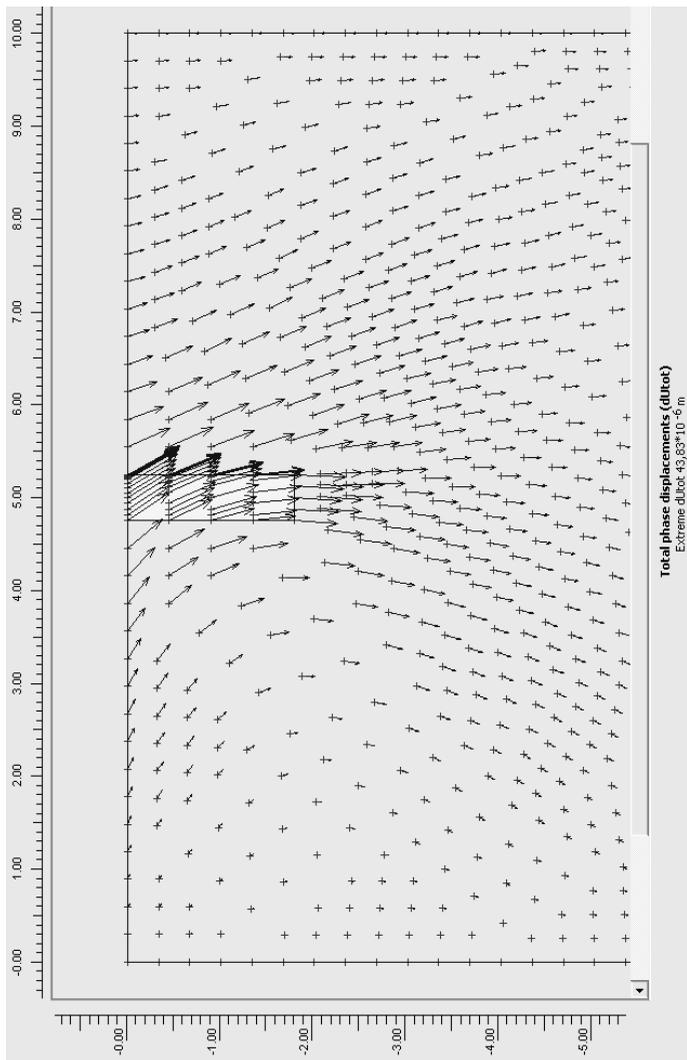


Рис. П1.13. Картина вертикальных перемещений среды вокруг буронабивного фундамента при  $d = 50$  см;  $h = 180$  см;  $e_0 = 0,4$ ;  $\delta = 45^\circ$ ;  $F = 1$  кН



**Рис. П1.14. Картина деформирования основания вокруг буронабивного фундамента при  $d = 50$  см;  $h = 180$  см;  $e_0 = 0,4$ ;  $\delta = 45^\circ$ ;  $F = 1$  кН**



**Рис. П1.15. Картина перемещений среды вокруг буронабивного фундамента при  $d = 50$  см;  $h = 180$  см;  $e_0 = 0.4$ ;  $\delta = 45^\circ$ ;  $F = 1$  кН**

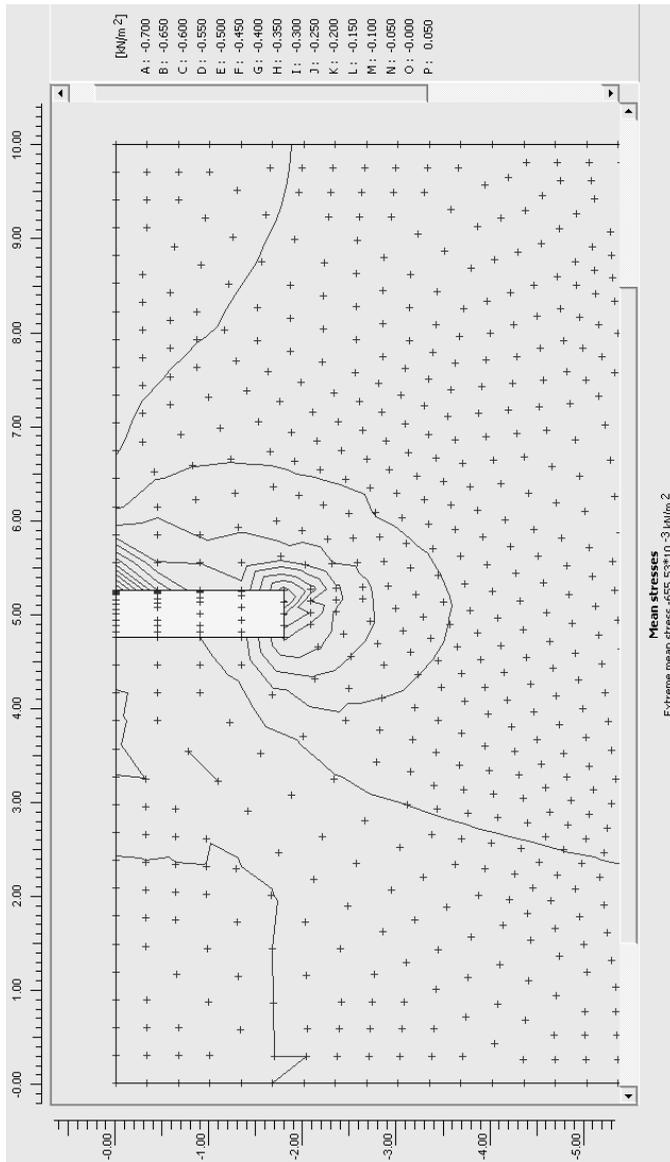


Рис. П1.16. Картина напряженно-деформированного состояния среды вокруг буронабивного фундамента при  $d = 50$  см;  $h = 180$  см;  $e_0 = 0,4$ ;  $\delta = 45^\circ$ ;  $F = 1$  кН

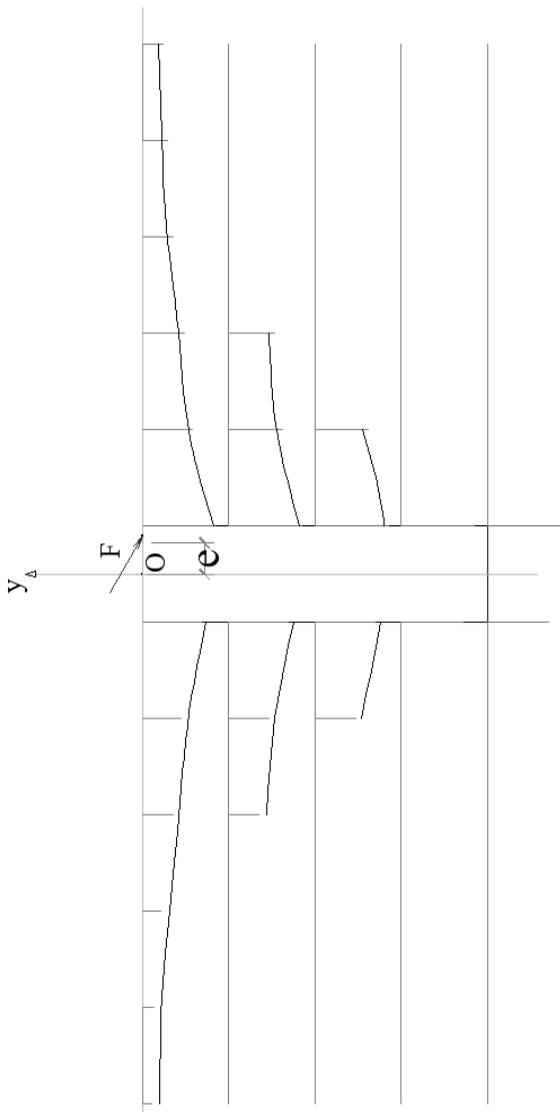
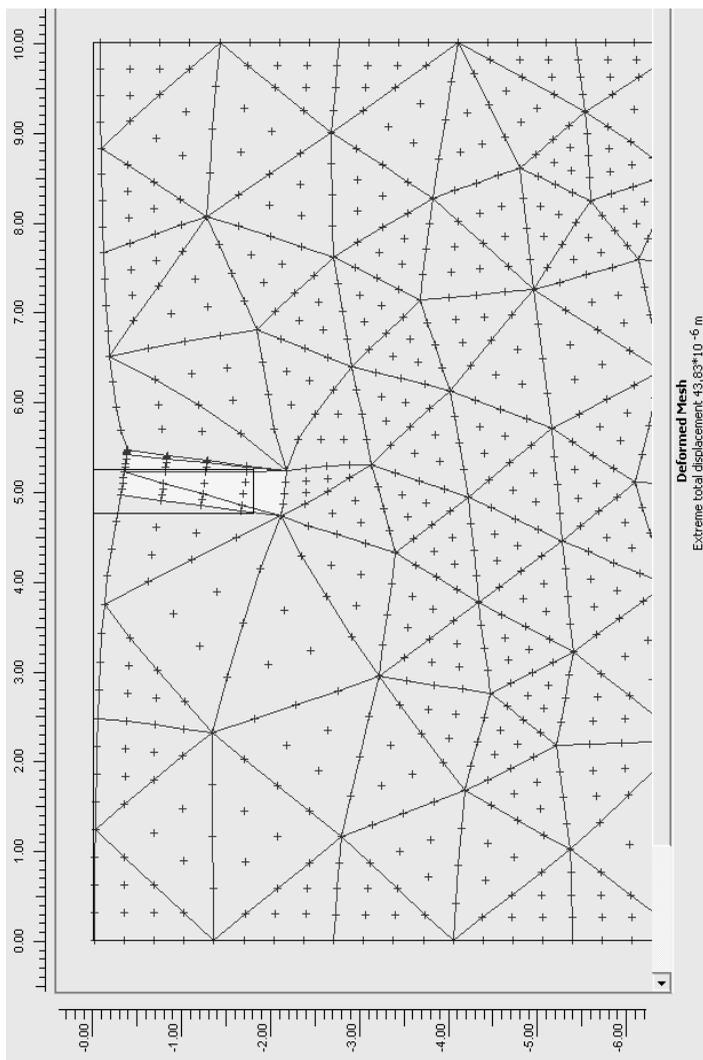
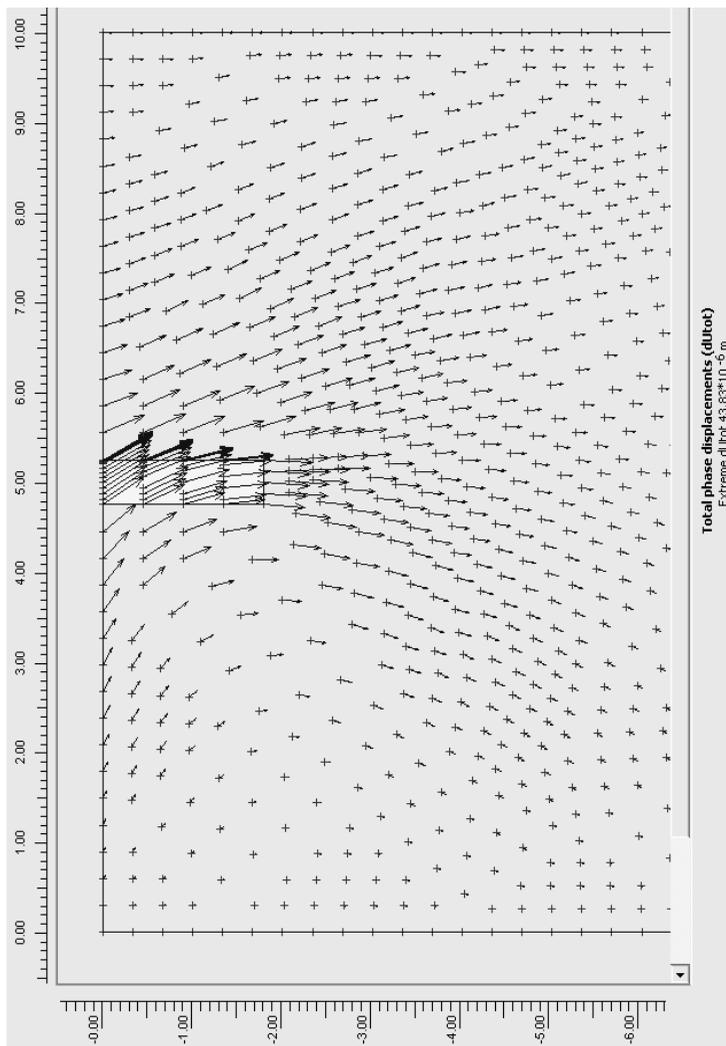


Рис. П1.17. Картина вертикальных перемещений среды вокруг буронабивного фундамента при  $d = 50$  см;  $h = 180$  см;  $e_0 = 0,4$ ;  $\delta = 60^\circ$ ;  $F = 1$  кН



**Рис. П1.18. Картина деформирования основания вокруг буронабивного фундамента при  $d = 50$  см;  $h = 180$  см;  $e_0 = 0,4$ ;  $\delta = 60^\circ$ ;  $F = 1$  кН**



**Рис. П1.19.** Картина перемещений среды вокруг буронабивного фундамента при  $d = 50$  см;  $h = 180$  см;  $e_0 = 0.4$ ;  $\delta = 60^\circ$ ;  $F = 1$  кН

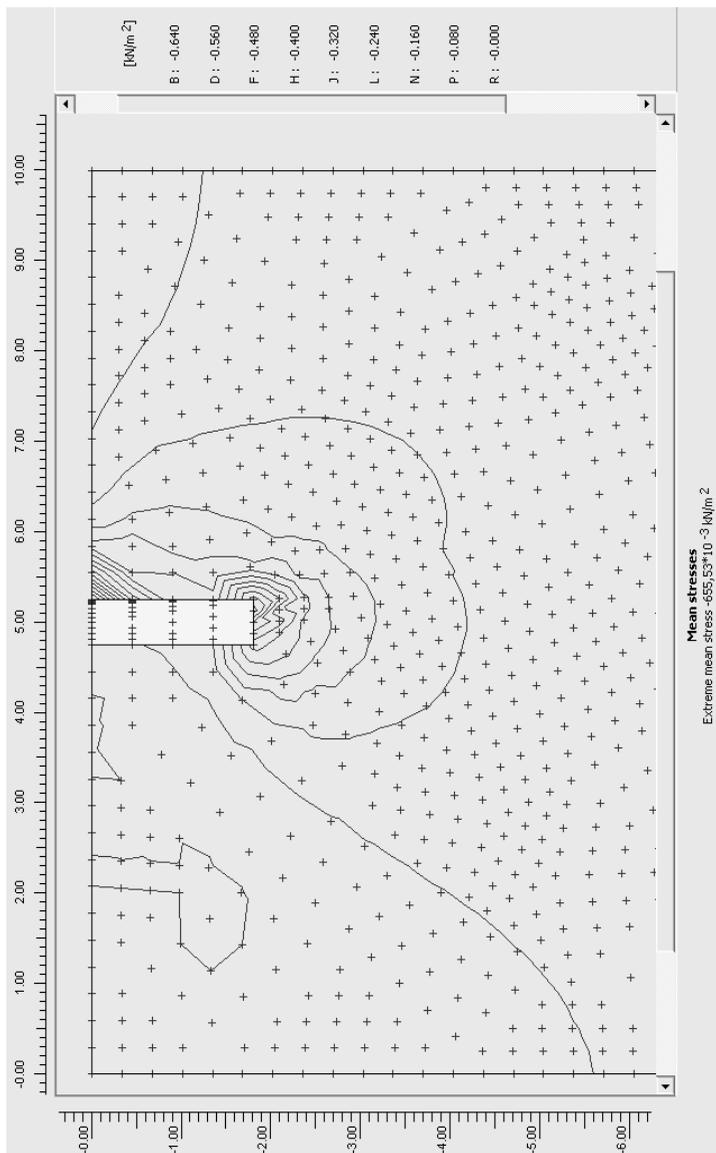
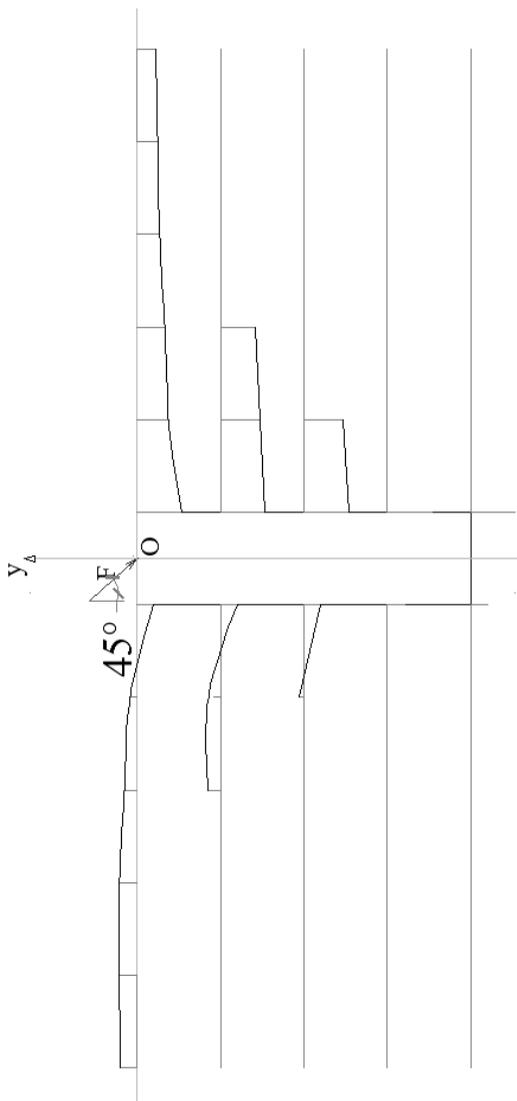
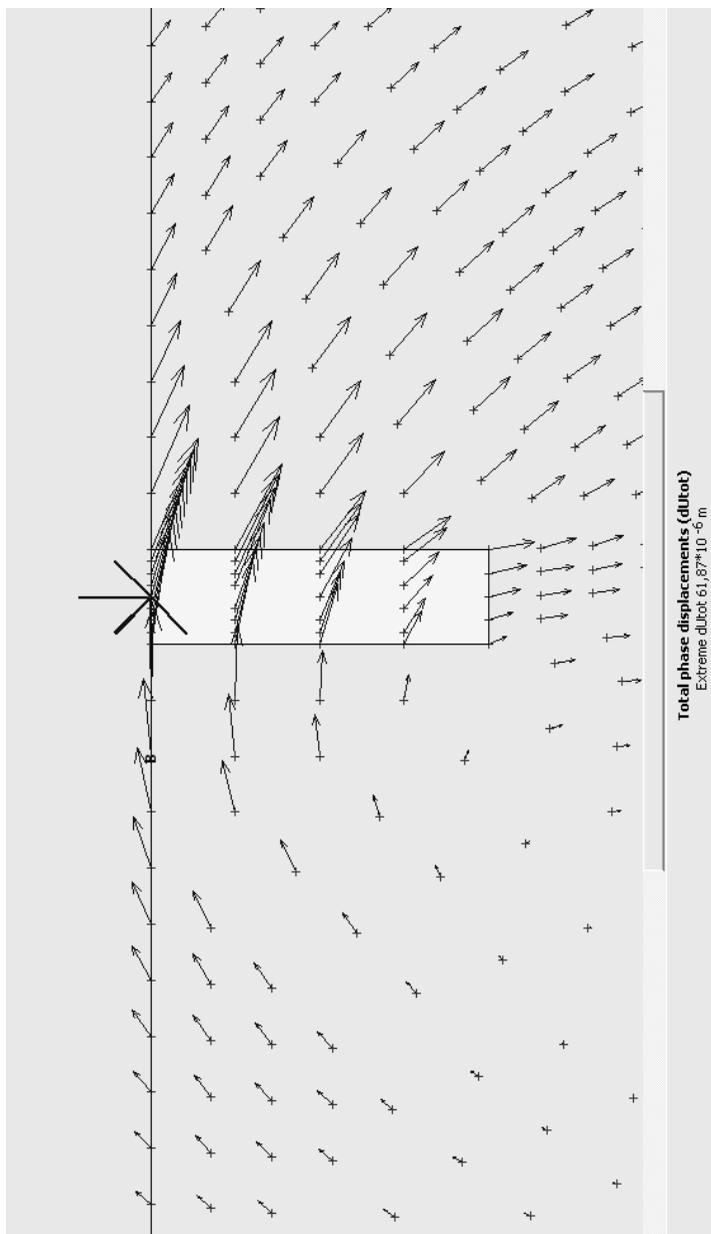


Рис. III.20. Картина напряженно-деформированного состояния среды вокруг буронабивного фундамента при  $d = 50$  см;  $h = 180$  см;  $e_0 = 0,4$ ;  $\delta = 60^\circ$



**Рис. П1.21.** Картина вертикальных перемещений среды вокруг буронабивного фундамента при  $d = 50$  см;  $h = 180$  см;  $e_0 = 0$ ;  $\delta = 45^\circ$ ;  $F = 1$  кН



**Рис. П1.22.** Картина перемещений среды вокруг буронабивного фундамента при  $d = 50$  см;  $h = 180$  см;  $e_0 = 0$ ;  $\delta = 45^\circ$ ;  $F = 1$  кН

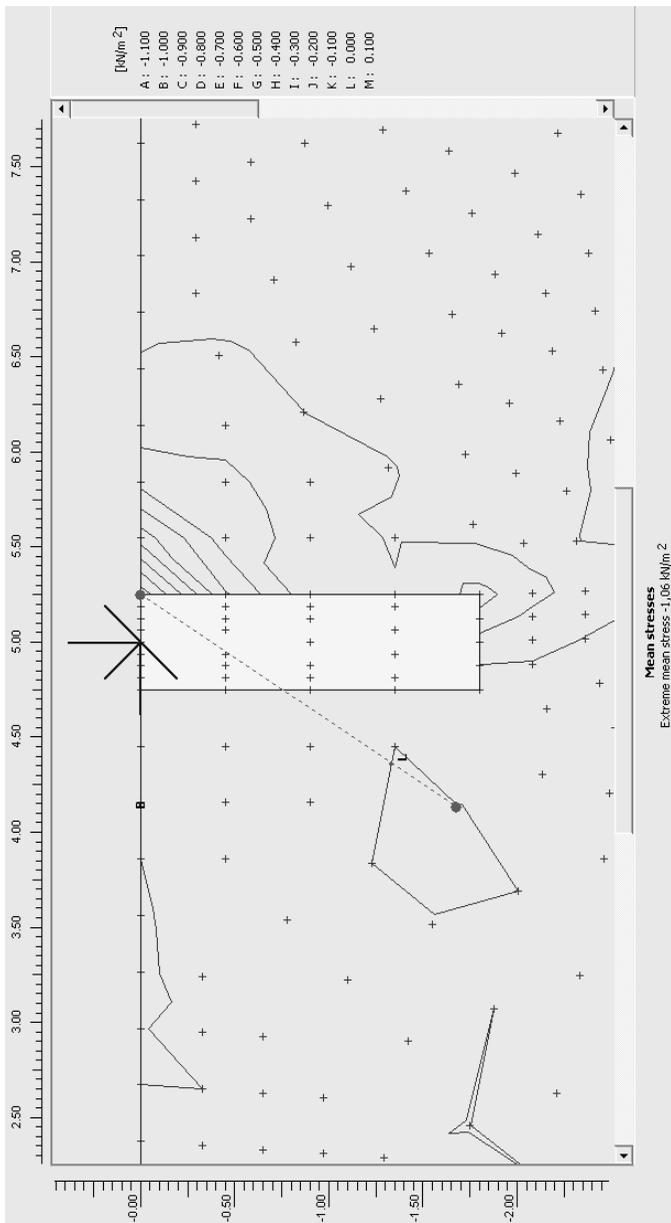


Рис. III.23. Карта напряженно-деформированного состояния среды вокруг  
 буронабивного фундамента при  $d = 50$  см;  $h = 180$  см;  $e_0 = 0$ ;  $\delta = 45^\circ$ ;  $F = 1$  кН

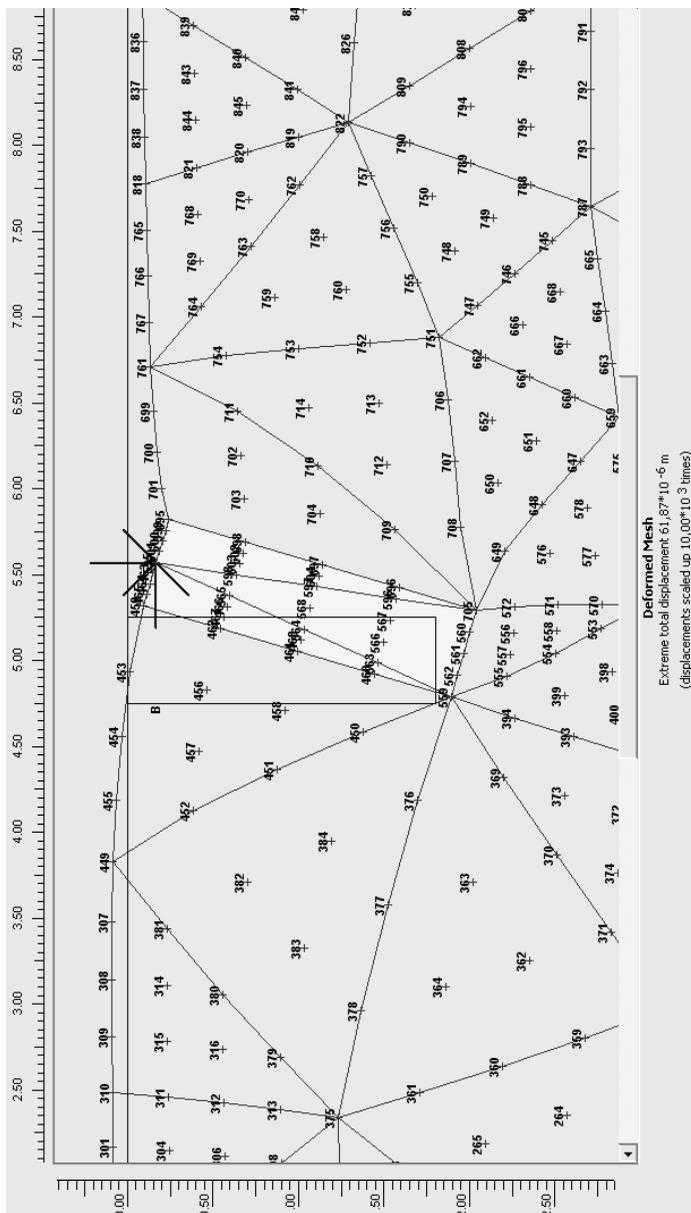


Рис. III.24. Карта деформирования основания вокруг буронабивного фундамента при  $d = 50$  см;  $h = 180$  см;  $e_0 = 0$ ;  $\delta = 45^\circ$ ;  $F = 1$  кН

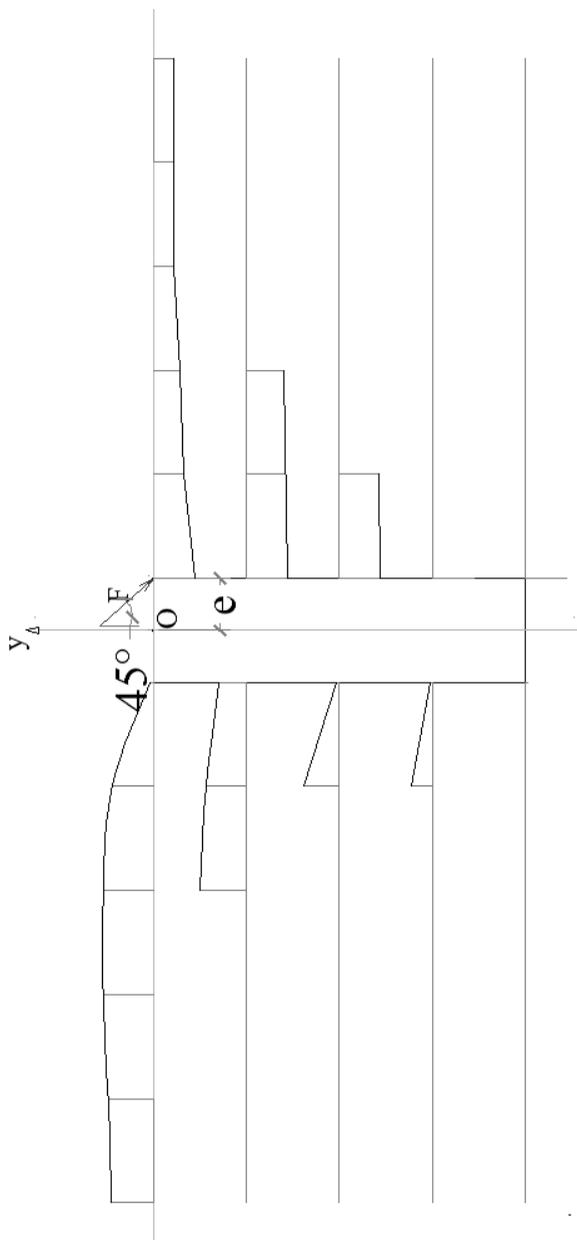
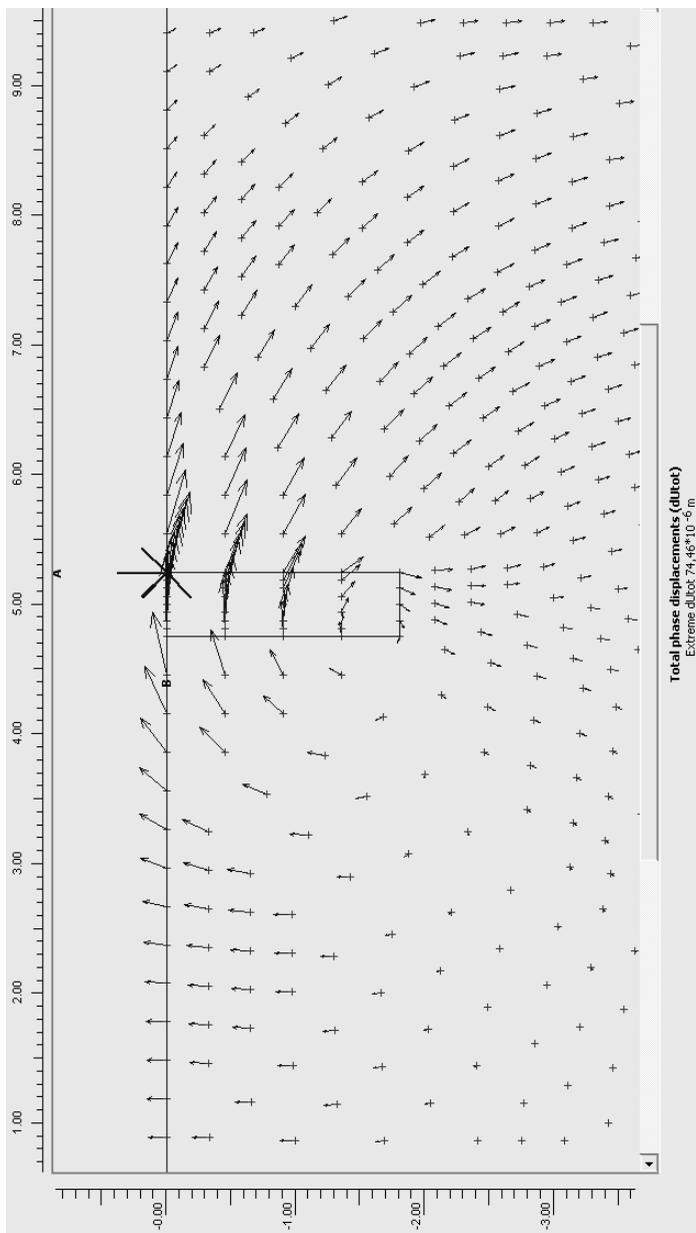
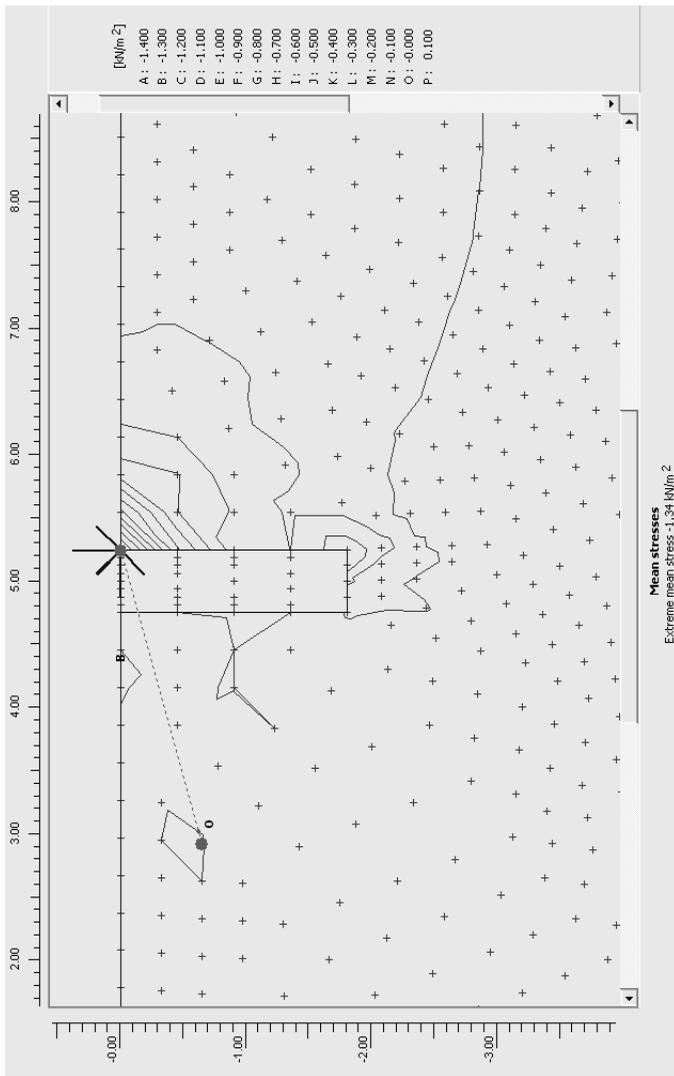


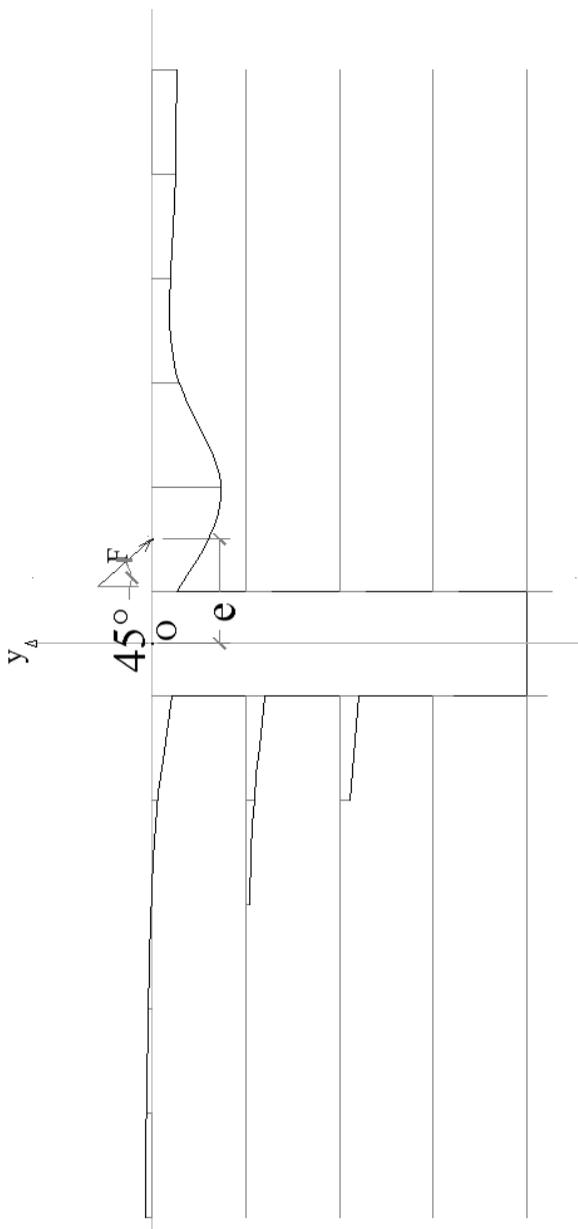
Рис. П1.25. Картина вертикальных перемещений среды вокруг буронабивного фундамента при  $d = 50$  см;  $h = 180$  см;  $e_0 = 0,5$ ;  $\delta = 45^\circ$ ;  $F = 1$  кН



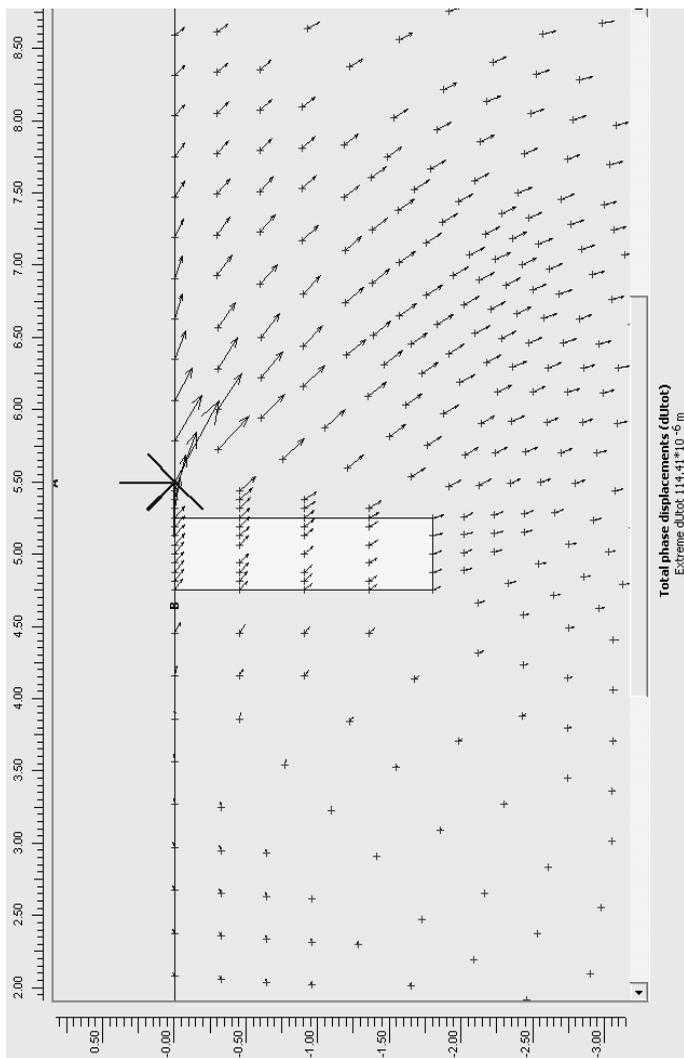
**Рис. П1.26. Картина перемещений среды вокруг буронабивного фундамента при  $d = 50$  см;  $h = 180$  см;  $e_0 = 0,5$ ;  $\delta = 45^\circ$ ;  $F = 1$  кН**



**Рис. III.27.** Картина напряженно-деформированного состояния среды вокруг буронабивного фундамента при  $d = 50$  см;  $h = 180$  см;  $e_0 = 0,5$ ;  $\delta = 45^\circ$ ;  $F = 1$  кН



**Рис. П1.28.** Картина вертикальных перемещений среды вокруг буронабивного фундамента при  $d = 50$  см;  $h = 180$  см;  $e_0 = 1$ ;  $\delta = 45^\circ$ ;  $F = 1$  кН



**Рис. П1.29.** Картина перемещений среды вокруг буронабивного фундамента при  $d = 50$  см;  $h = 180$  см;  $e_0 = 1$ ;  $\delta = 45^\circ$ ;  $F = 1$  кН

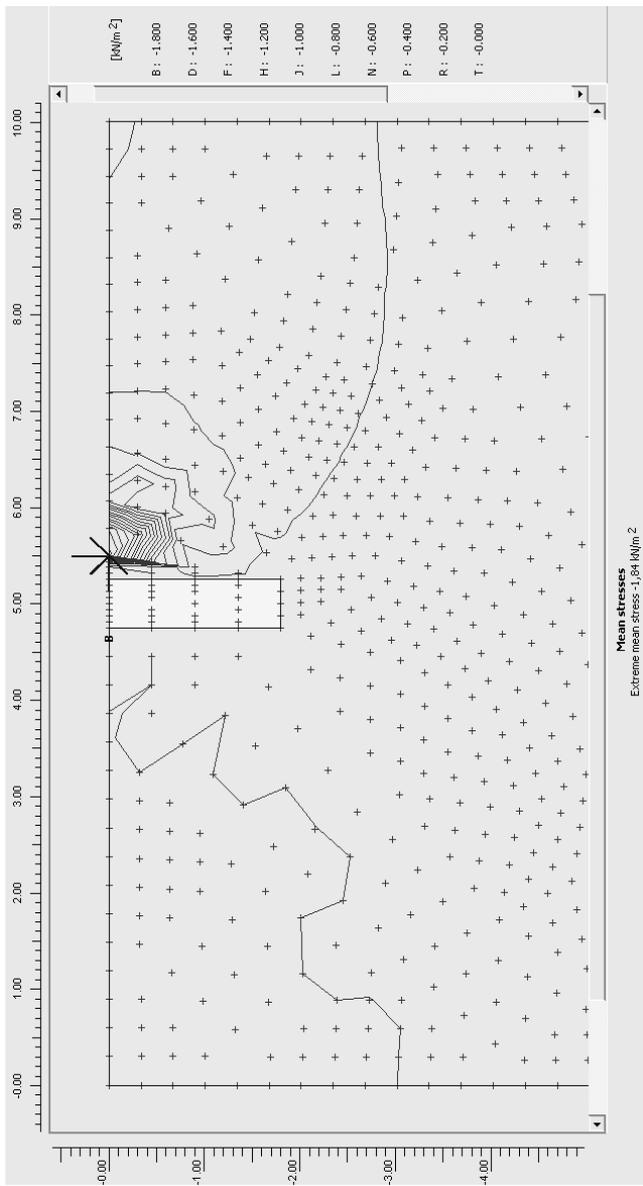


Рис. III.30. Картина напряженно-деформированного состояния среды вокруг буронабивного фундамента при  $d = 50$  см;  $h = 180$  см;  $e_0 = 1$ ;  $\delta = 45^\circ$ ;  $F = 1$  кН

## ПРИЛОЖЕНИЕ 2

Определение напряжено-деформированного состояния основания буронабивного фундамента при действии горизонтальной силы при следующих начальных характеристиках последовательно уплотненного маловлажного мелкозернистого песка при  $\varphi = 32^\circ$ ,  $C = 2$  кПа,  $f = 0,03$  МПа,  $E = 22$  МПа,  $\rho = 1,74$  г/см<sup>3</sup>,  $\lambda = h/d = 8$  и 10 ( $d$  – диаметр фундамента,  $h$  – глубина заложения).

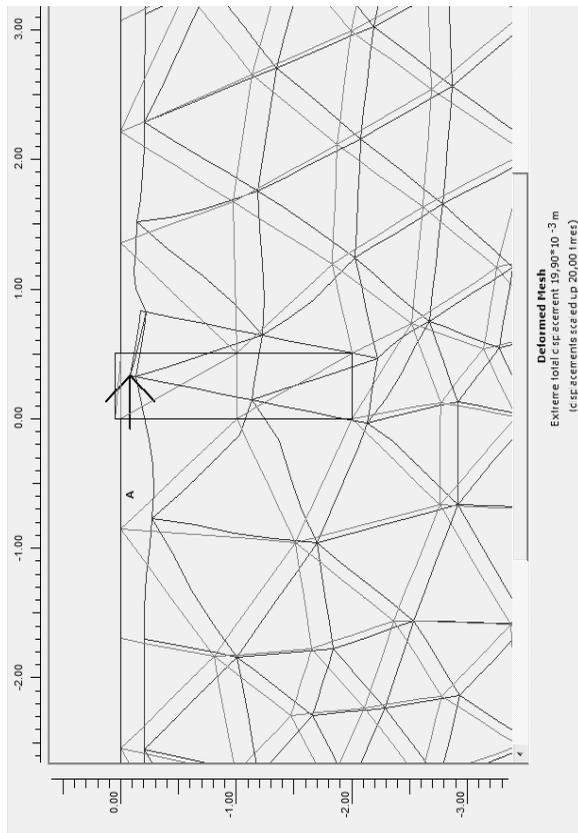


Рис. П2.1. Деформированное состояние среды и перемещение модели при  $d = 50$  см;  $\lambda = 4$ ;  $Q = 50$  кН

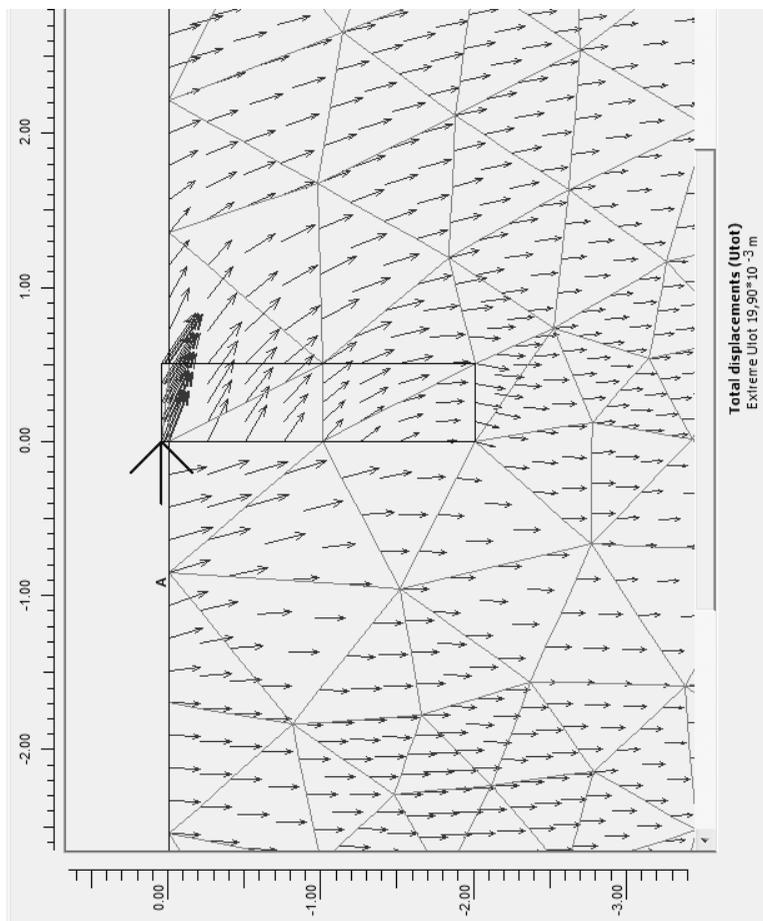


Рис. П2.2. Векторные линии полных перемещений среды при  $d = 50 \text{ см}$ ;  $\lambda = 4$ ;  $Q = 50 \text{ кН}$

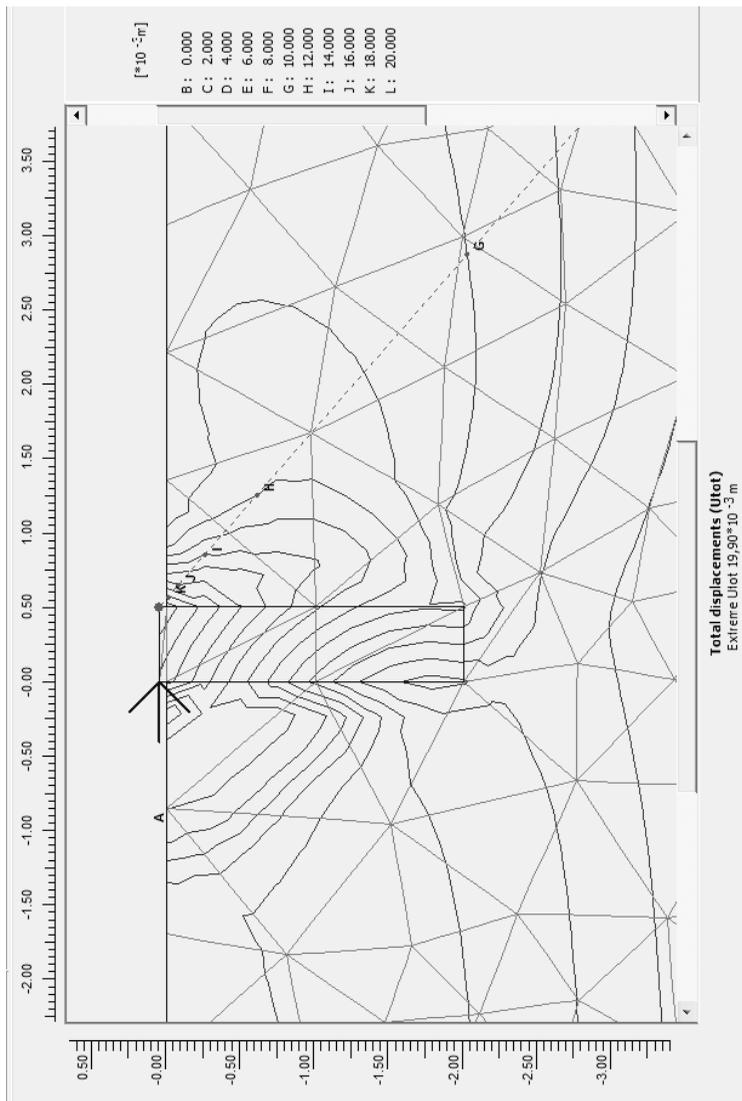


Рис. П2.3. Линии равных полных перемещений среды при  $d = 50$  см;  $\lambda = 4$ ;  $Q = 50$  кН

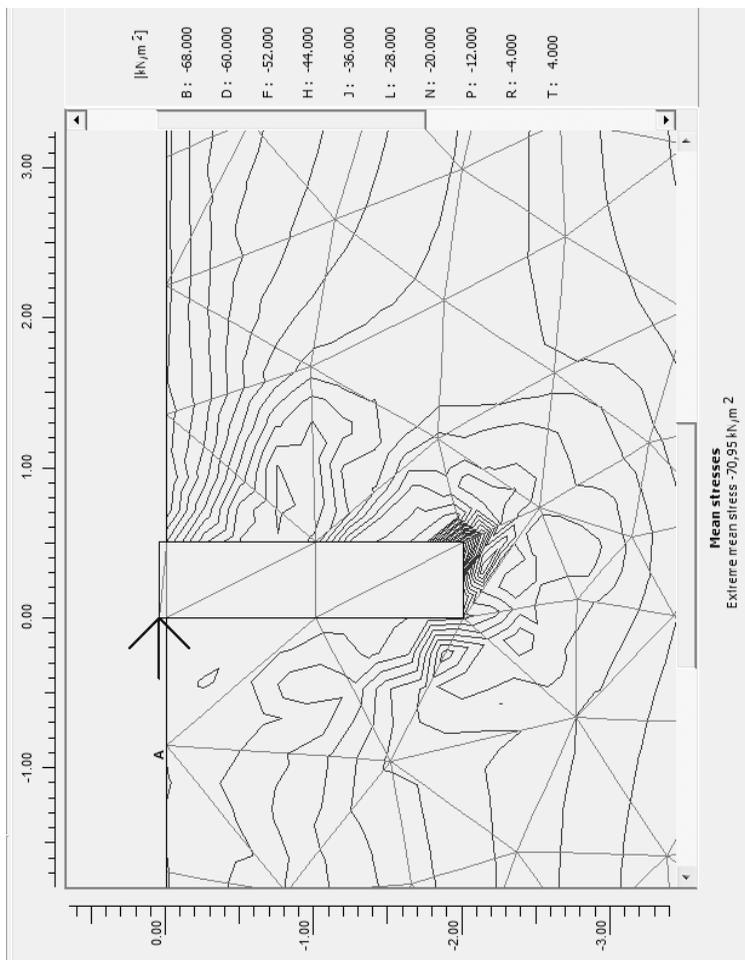


Рис. П2.4. Линии равных полных напряжений среды при  $d = 50$  см;  $\lambda = 4$ ;  $Q = 50$  кН

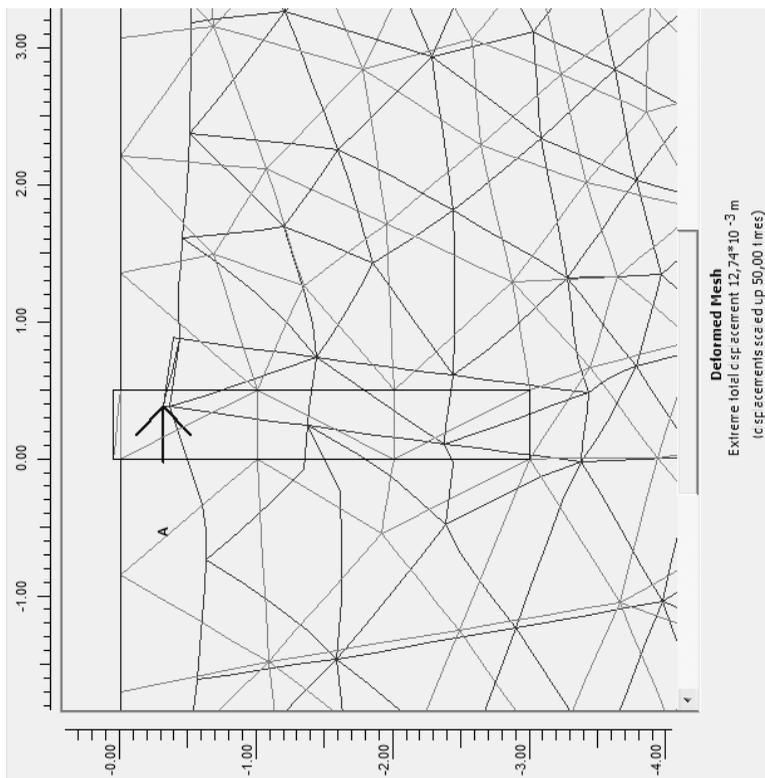


Рис. П2.5. Деформированное состояние среды и перемещение моделей при  $d = 50$  см;  $\lambda = 6$ ;  $Q = 50$  кН

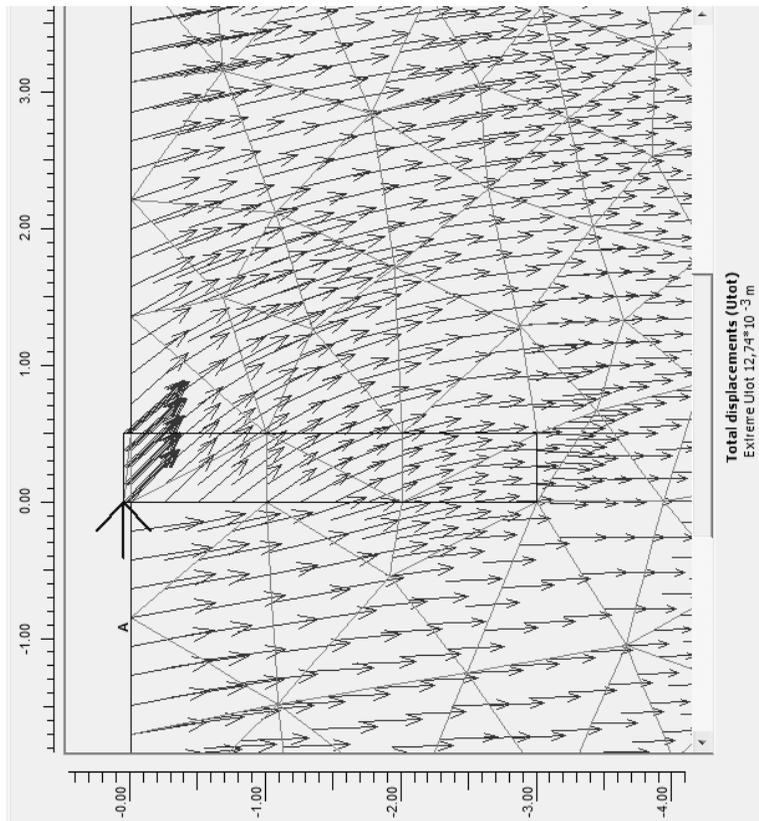


Рис. П2.6. Векторные линии полных перемещений среды при  $d = 50 \text{ см}$ ;  $\lambda = 6$ ;  $Q = 50 \text{ кН}$

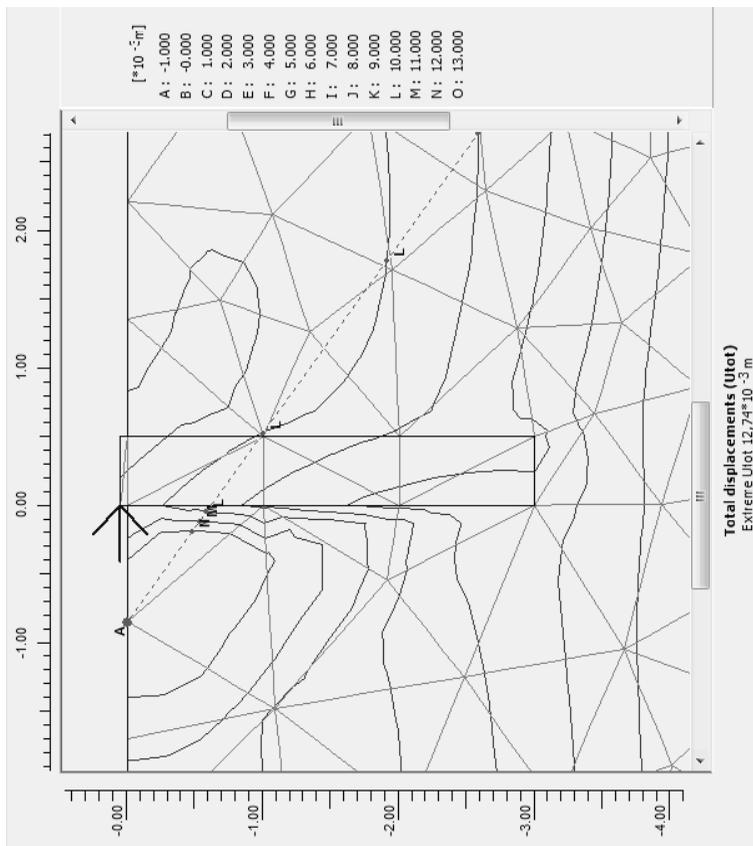


Рис. П2.7. Линии равных полных перемещений среды при  $d = 50$  см;  $\lambda = 6$ ;  $Q = 50$  кН

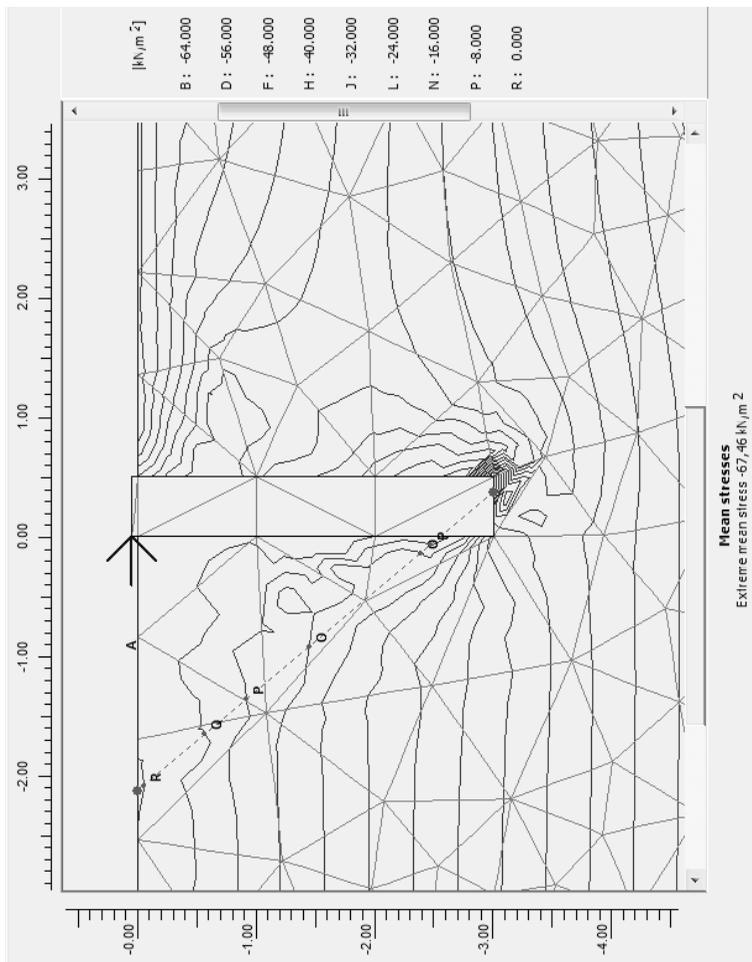


Рис. П2.8. Линии равных полных напряжений среды при  $d = 50$  см;  $\lambda = 6$ ;  $Q = 50$  кН

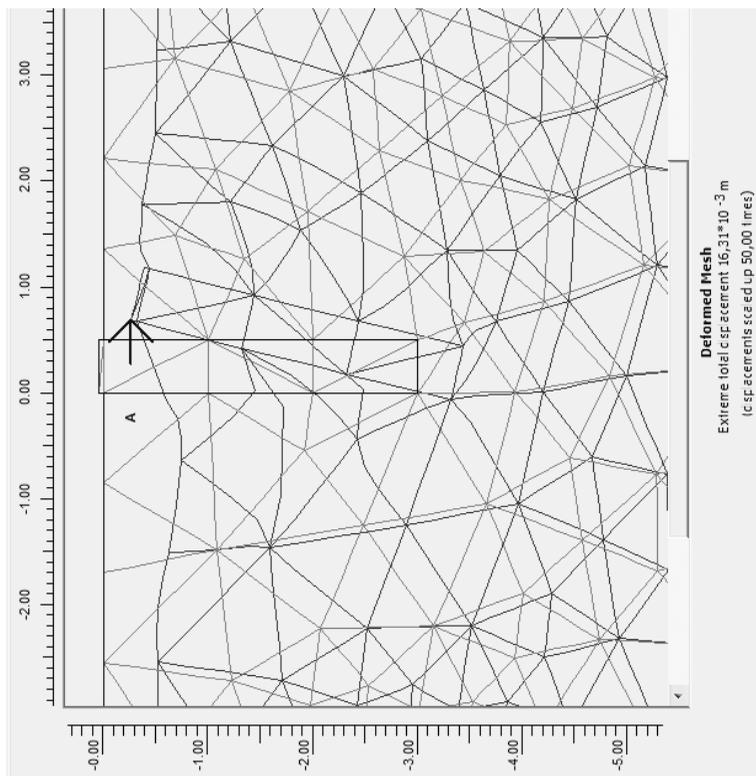


Рис. П2.9. Деформированное состояние среды и перемещение моделей при  $d = 50$  см;  $\lambda = 6$ ;  $Q = 70$  кН

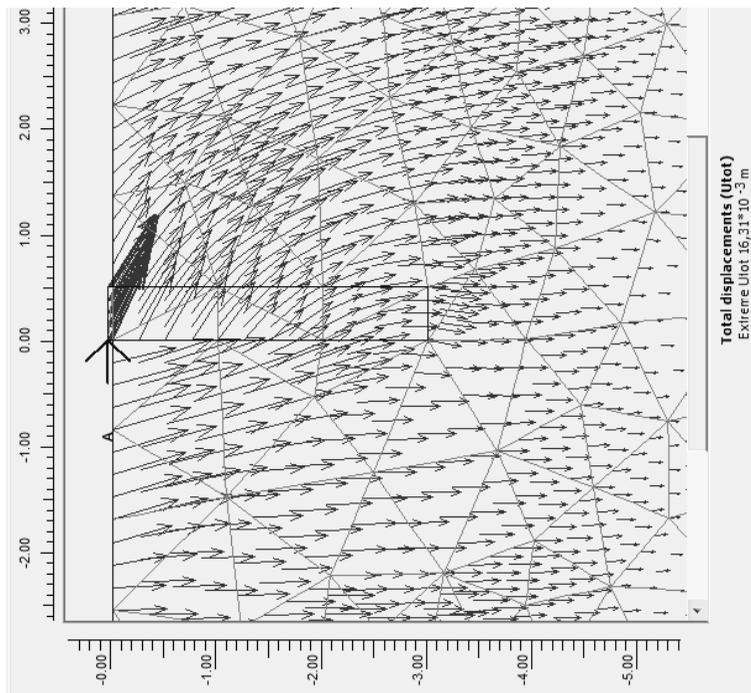


Рис. П2.10. Векторные линии полных перемещений среды при  $d = 50$  см;  $\lambda = 6$ ;  $Q = 70$  кН

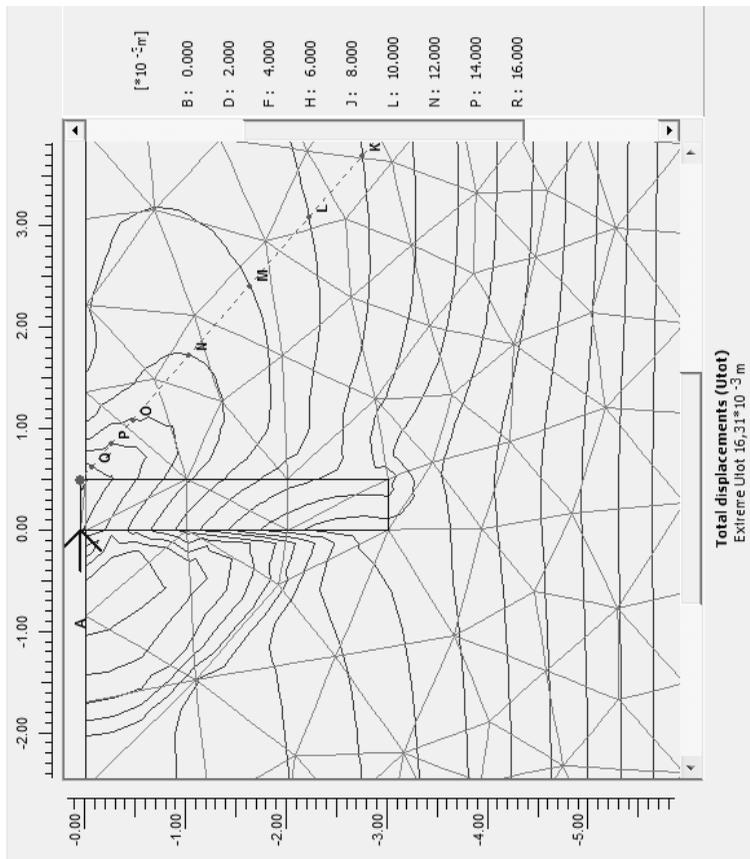


Рис. П2.1.1. Линии равных полных перемещений среды при  $d = 50$  см;  $\lambda = 6$ ;  $Q = 70$  кН

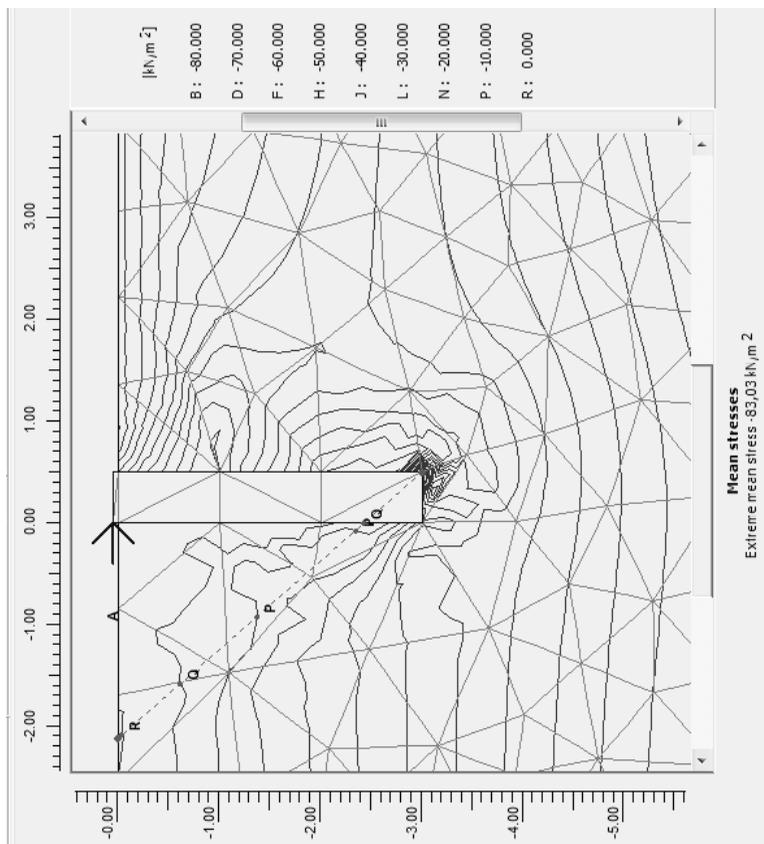


Рис. П2.12. Линии равных полных напряжений среды при  $d = 50$  см;  $\lambda = 6$ ;  $Q = 70$  кН

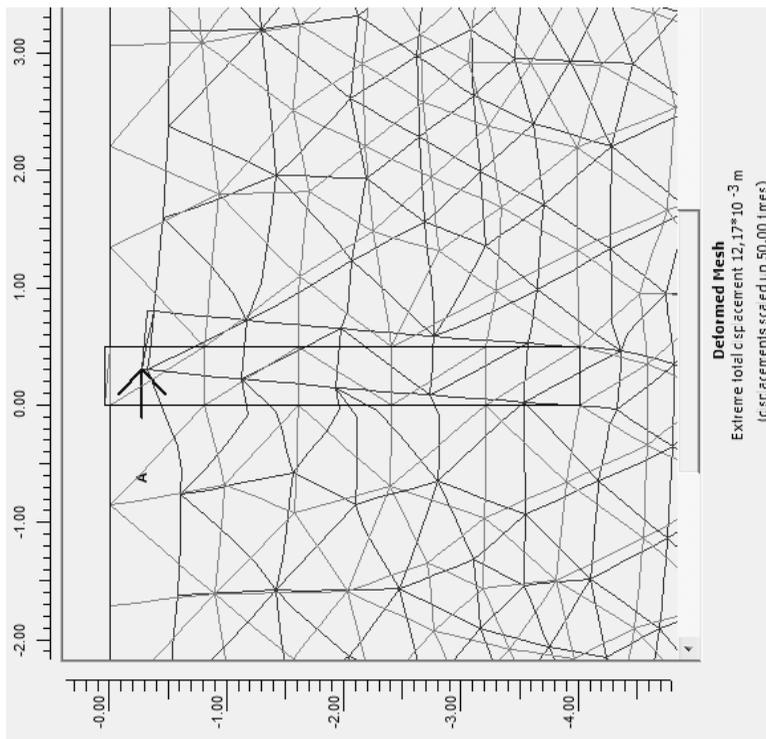


Рис. П2.13. Деформированное состояние срезы и перемещение моделей при  $d = 50 \text{ см}$ ;  $\lambda = 8$ ;  $Q = 70 \text{ кН}$

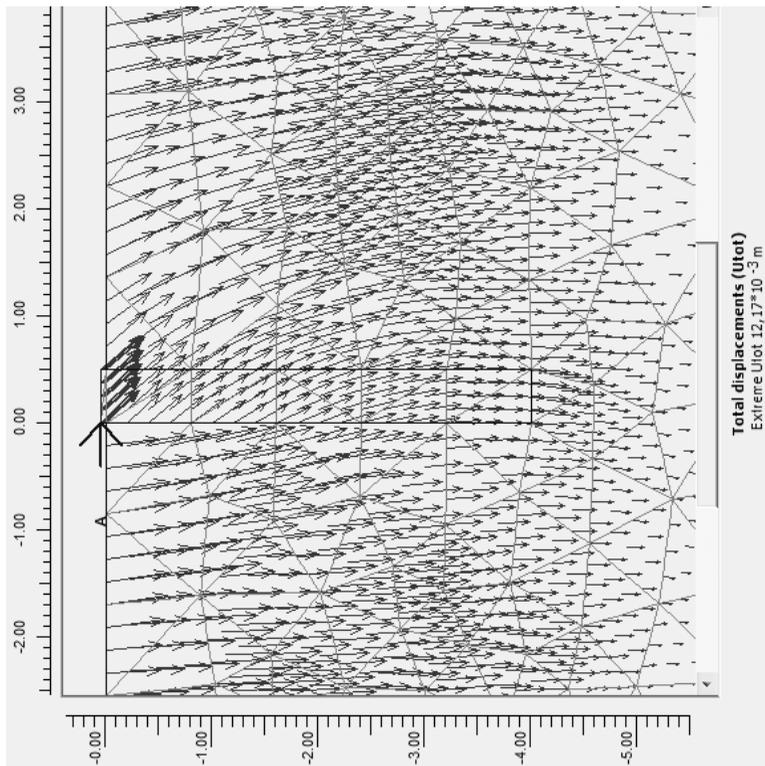


Рис. П2.14. Векторные линии полных перемещений среды при  $d = 50$  см;  $\lambda = 8$ ;  $Q = 70$  кН

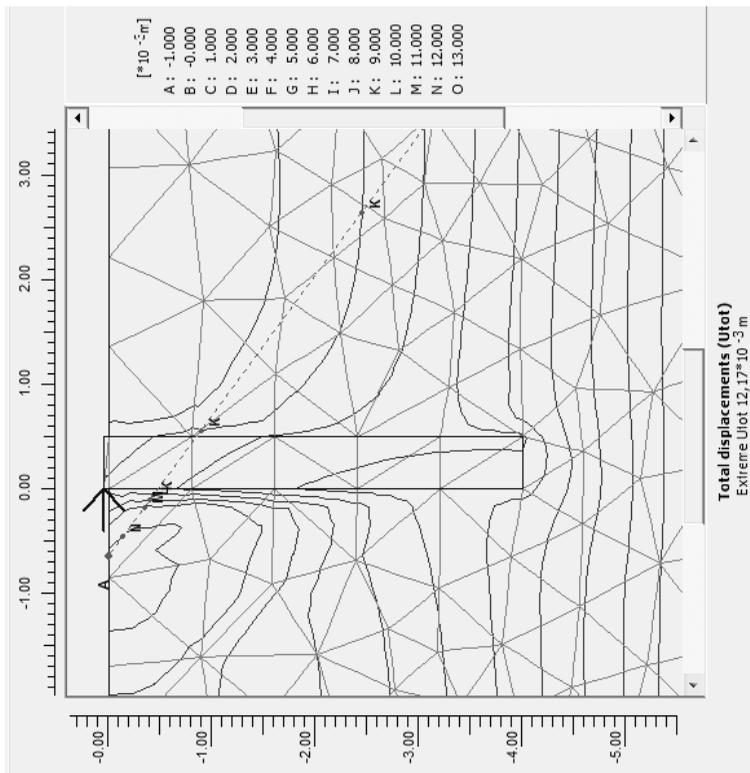


Рис. П2.15. Линии равных полных перемещений среды при  $d = 50$  см;  $\lambda = 8$ ;  $Q = 70$  кН

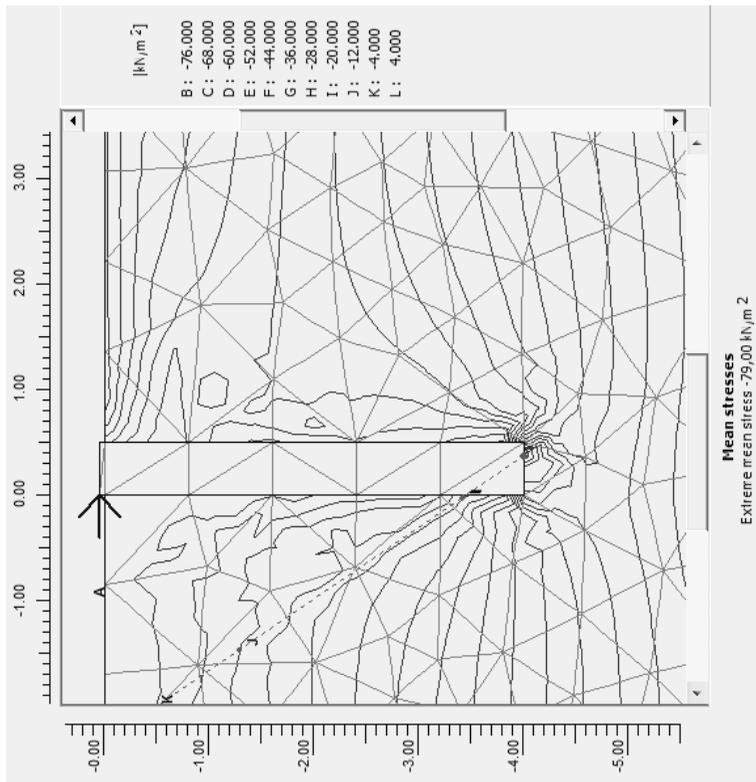


Рис. П2.16. Линии равных полных напряжений среды при  $d = 50$  см;  $\lambda = 8$ ;  $Q = 70$  кН

### ПРИЛОЖЕНИЕ 3

Приведены результаты опытов с тензомодельно фундаментом диаметром 40 см и длиной 165 см. Модель устанавливали на послойно уплотненный до  $\rho = 1,6 \text{ г/см}^3$  воздушно-сухой мелкозернистый песок и далее обсыпали с послойным уплотнением таким же грунтом. Контактная поверхность тензомодели состояла из 9 элементов, прикрепленных к стальному каркасу протарированными тензотрубками.

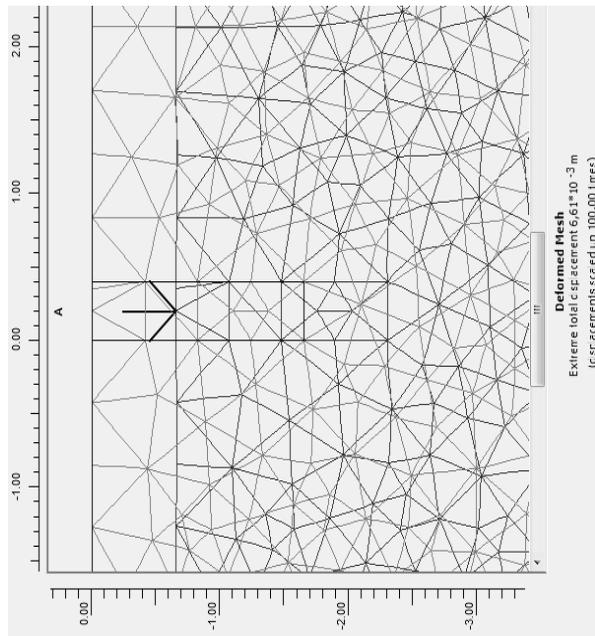
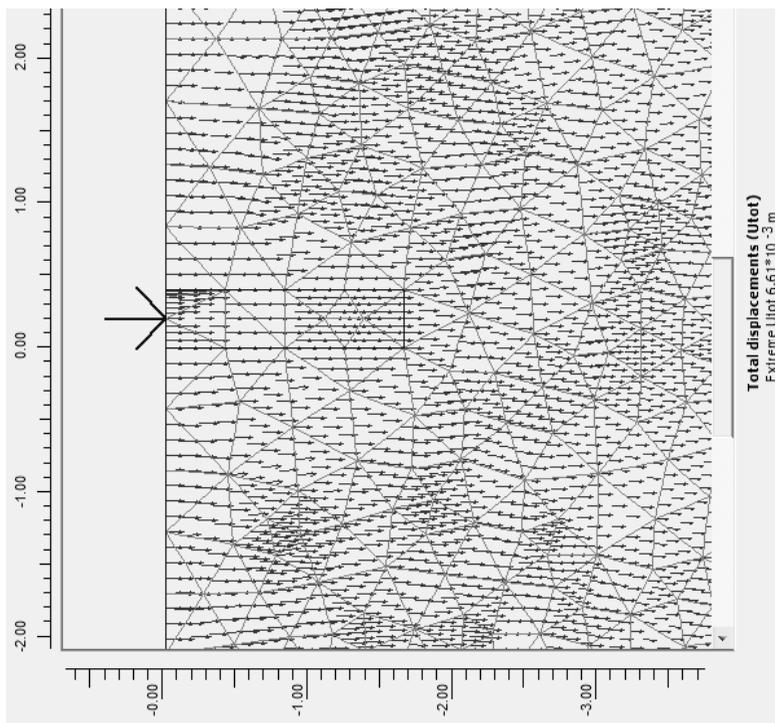


Рис. ПЗ.1. Деформированное состояние среды и перемещение моделей при  $d = 40 \text{ см}$ ;  $h = 165 \text{ см}$ ;  $P = 9,6 \text{ кН}$ ;  $e_0 = 0$



**Рис. П3.2. Векторные линии полных перемещений среды при  $d = 40 \text{ см}$ ;  $h = 165 \text{ см}$ ;  $P = 9,6 \text{ кН}$ ;  $e_0 = 0$**

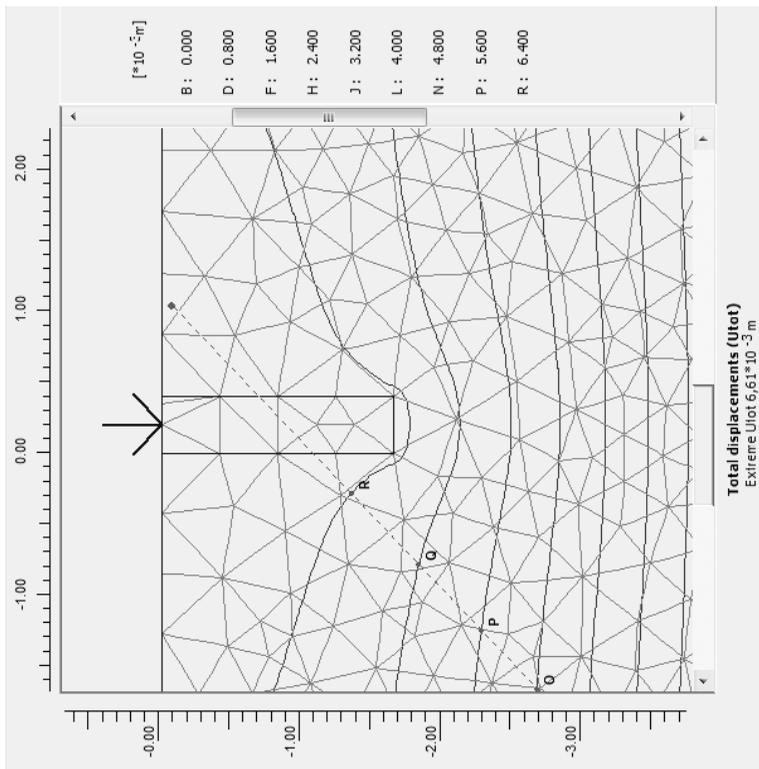


Рис. ПЗ.3. Линии равных полных перемещений среды при  $d = 40$  см;  $h = 165$  см;  $P = 9,6$  кН;  $e_0 = 0$

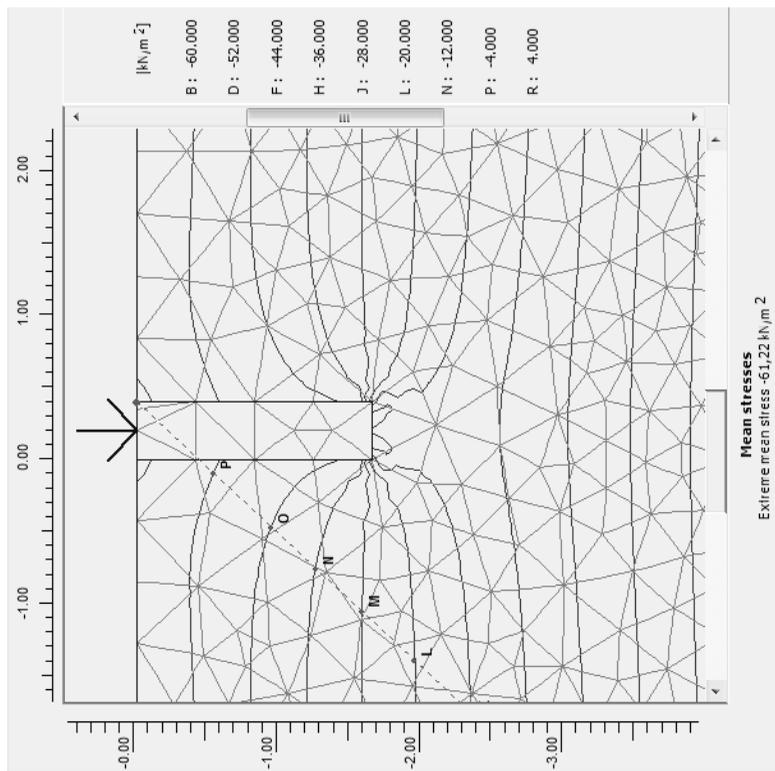


Рис. ПЗ.4. Линии равных полных напряжений среды при  $d = 40$  см;  $h = 165$  см;  $P = 9,6$  кН;  $e_0 = 0$

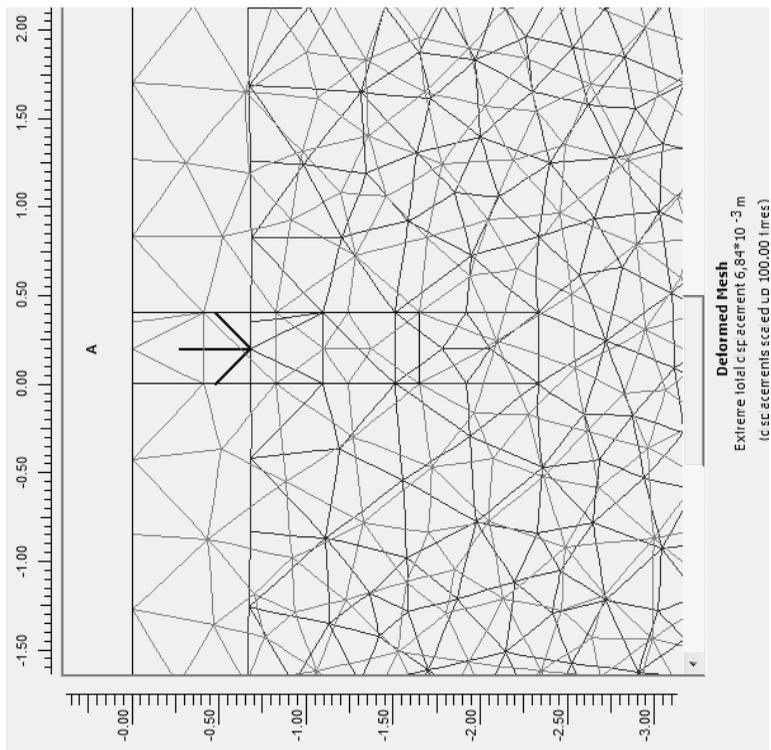


Рис. ПЗ.5. Деформированное состояние среды и перемещение моделей при  $d = 40$  см;  $h = 165$  см;  $P = 19,2$  кН;  $e_0 = 0$

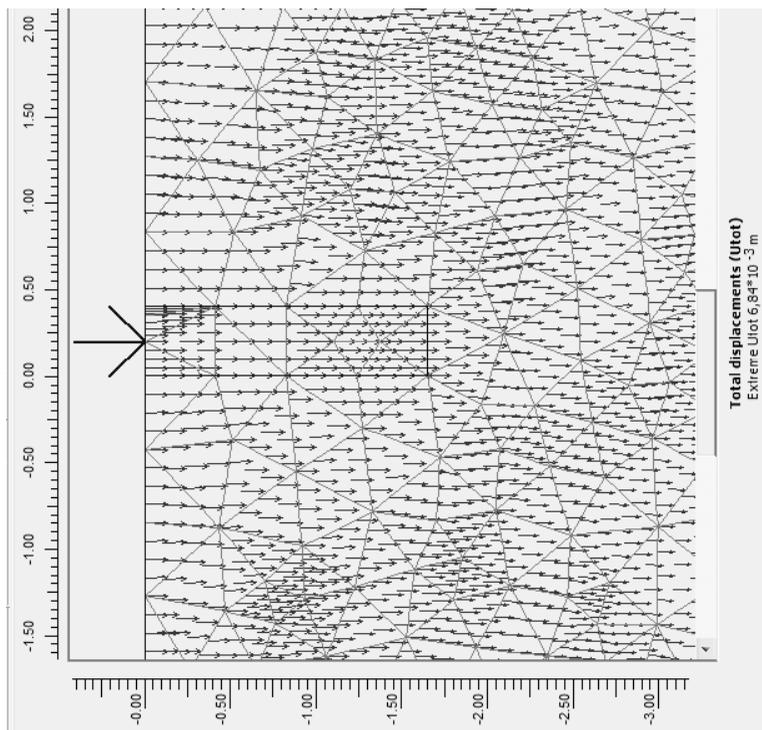


Рис. П3.6. Векторные линии полных перемещений среды при  $d = 40$  см;  $h = 165$  см;  $P = 19,2$  кН;  $e_0 = 0$

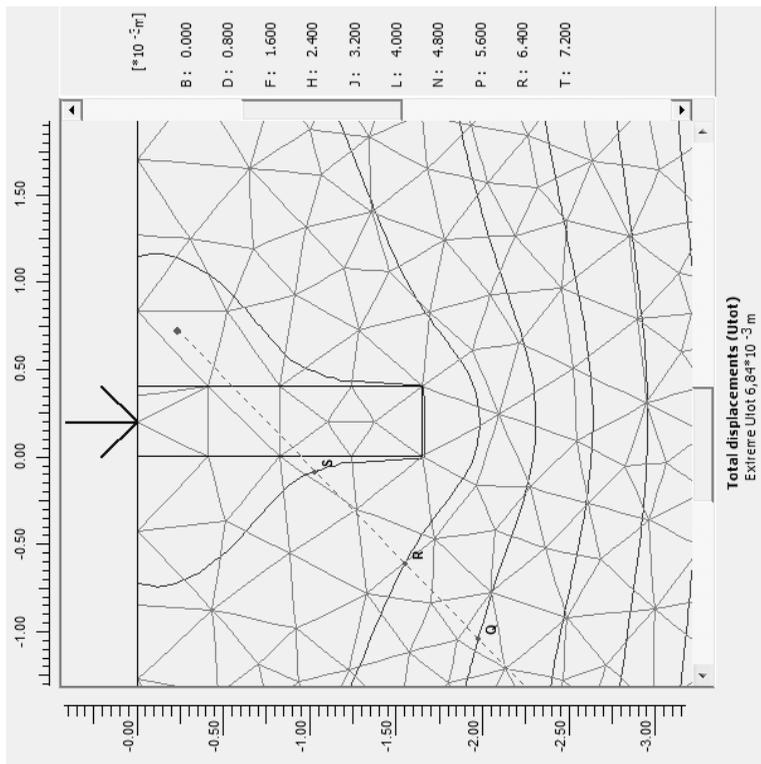


Рис. П3.7. Линии равных полных перемещений среды при  $d = 40$  см;  $h = 165$  см;  $P = 19,2$  кН;  $e_0 = 0$

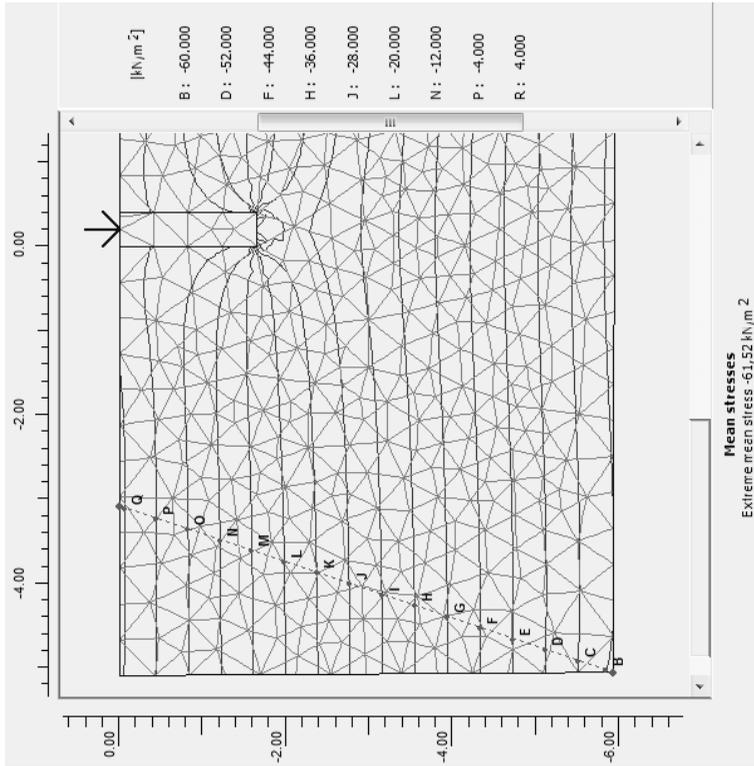


Рис. П3.8. Линии равных полных напряжений среды при  $d = 40$  см;  $h = 165$  см;  $P = 19,2$  кН;  $e_0 = 0$

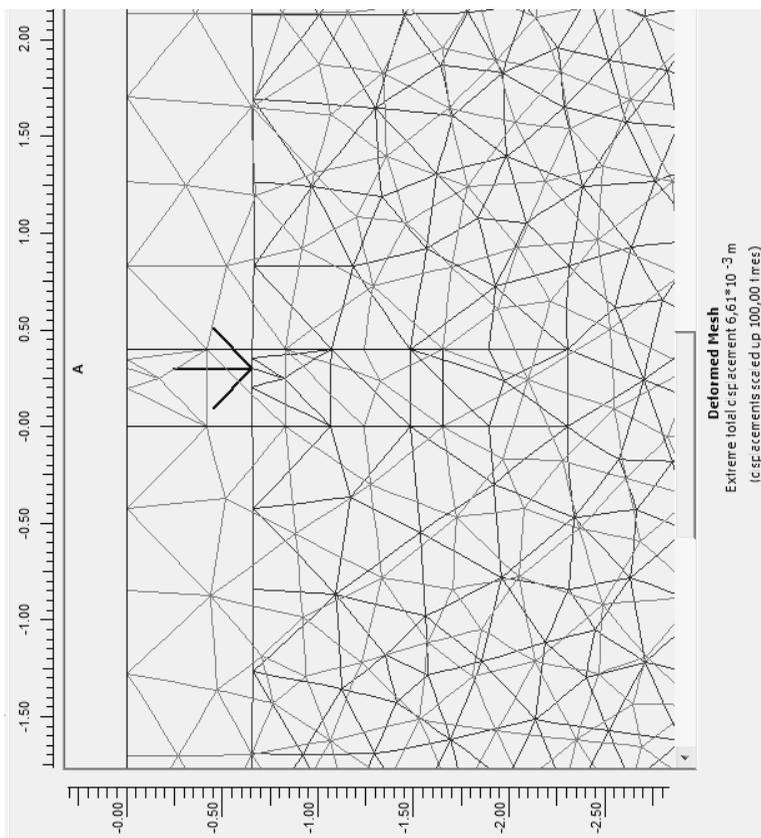


Рис. ПЗ.9. Деформированное состояние среды и перемещение моделей при  $d = 40$  см;  $h = 165$  см;  $P = 9,6$  кН;  $e_0 = 0,5$

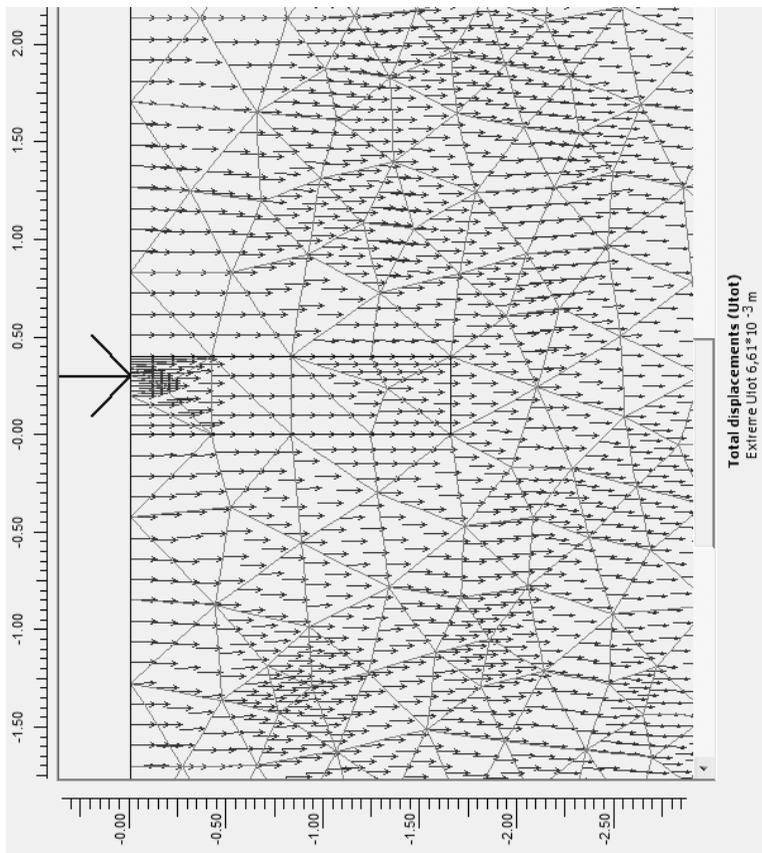


Рис. ПЗ.10. Векторные линии полных перемещений среды при  $d = 40$  см;  $h = 165$  см;  $P = 9,6$  кН;  $e_0 = 0,5$

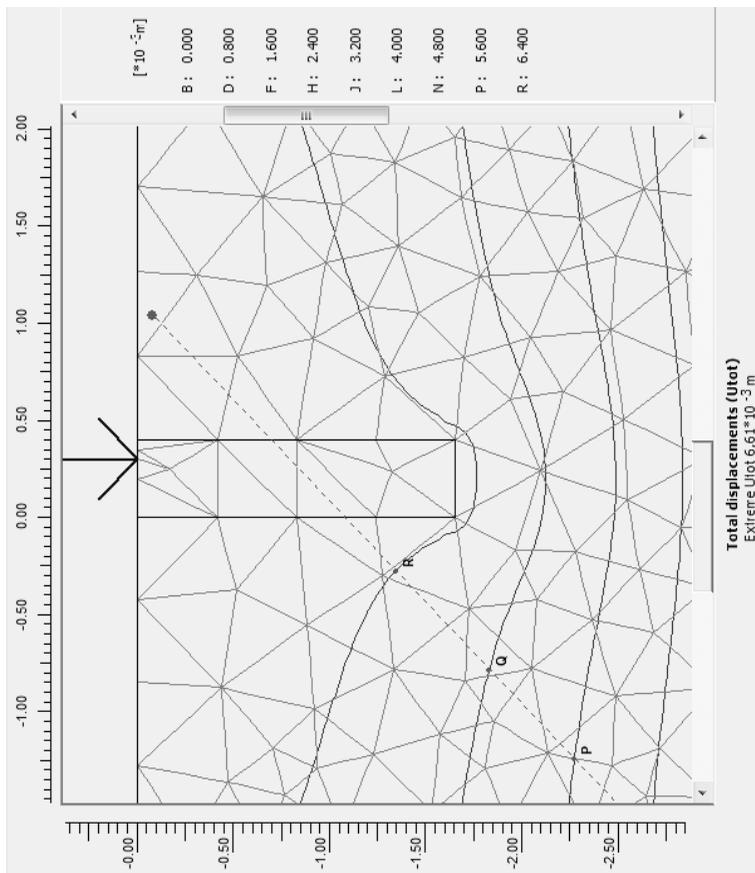


Рис. ПЗ.11. Линии равных полных перемещений среды при  $d = 40$  см;  $h = 165$  см;  $P = 9,6$  кН;  $e_0 = 0,5$

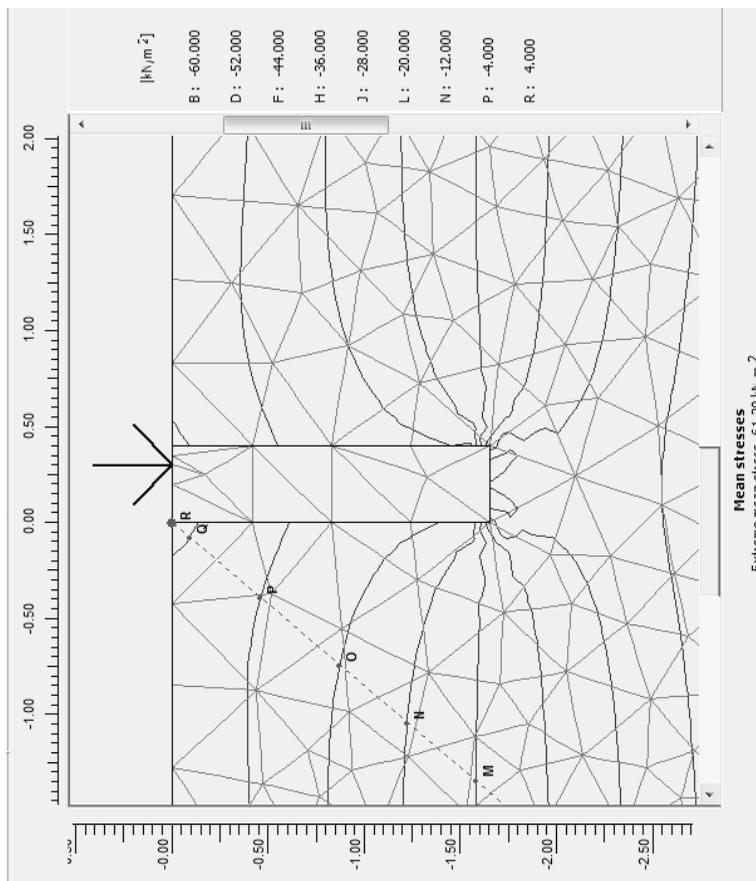


Рис. ПЗ.12. Линии равных полных напряжений среды при  $d = 40$  см;  $h = 165$  см;  $P = 9,6$  кН;  $e_0 = 0,5$

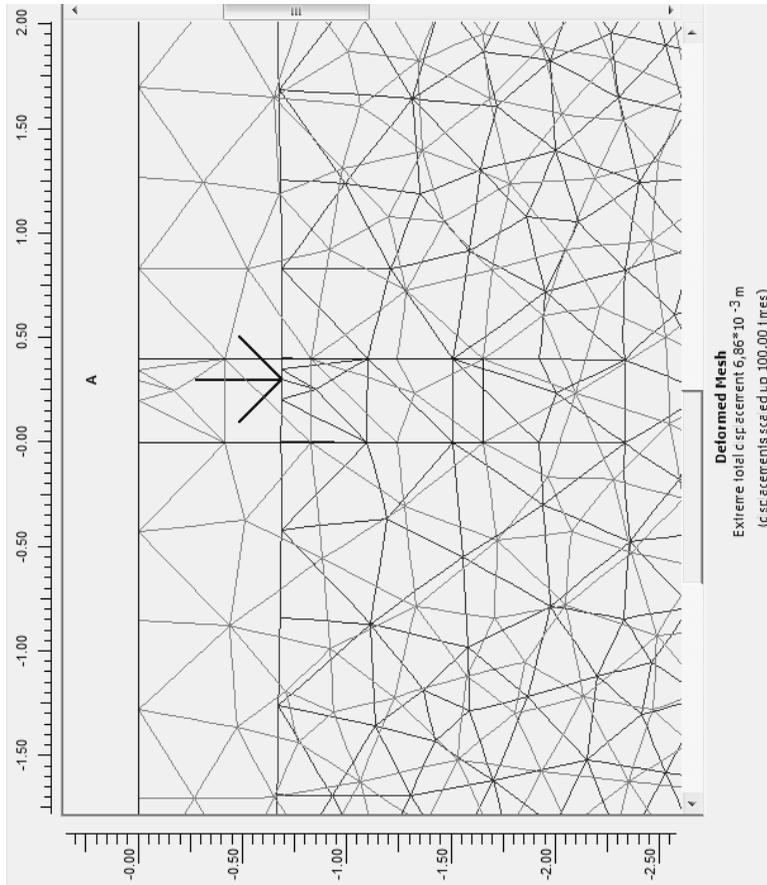


Рис. ПЗ.13. Деформированное состояние среды и перемещение моделей при  $d = 40$  см;  $h = 165$  см;  $P = 19,2$  кН;  $e_0 = 0,5$

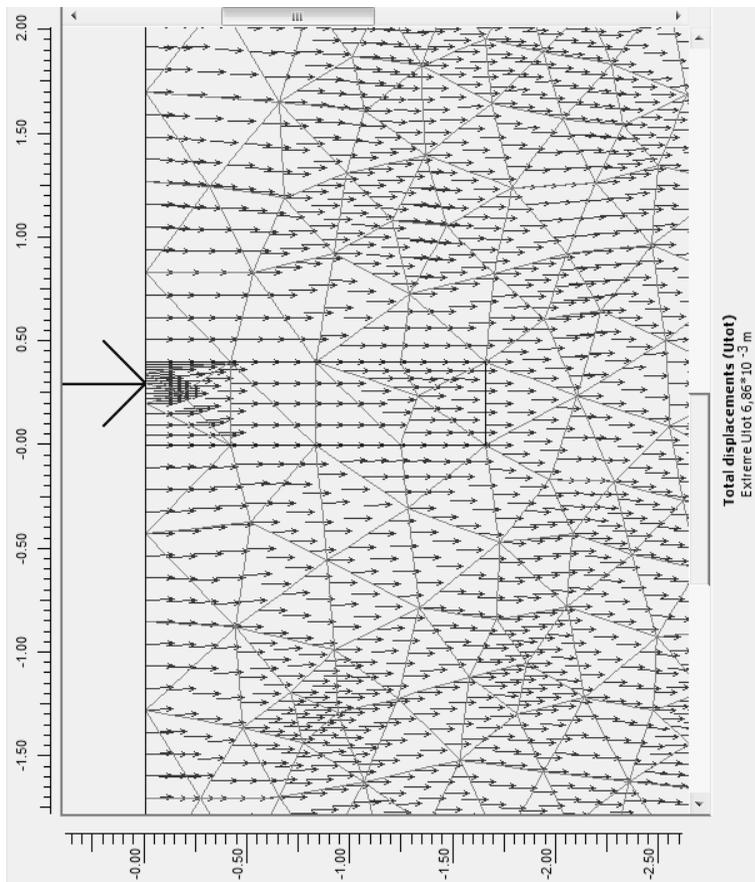


Рис. ПЗ.14. Векторные линии полных перемещений среды при  $d = 40$  см;  $h = 165$  см;  $P = 19,2$  кН;  $e_0 = 0,5$

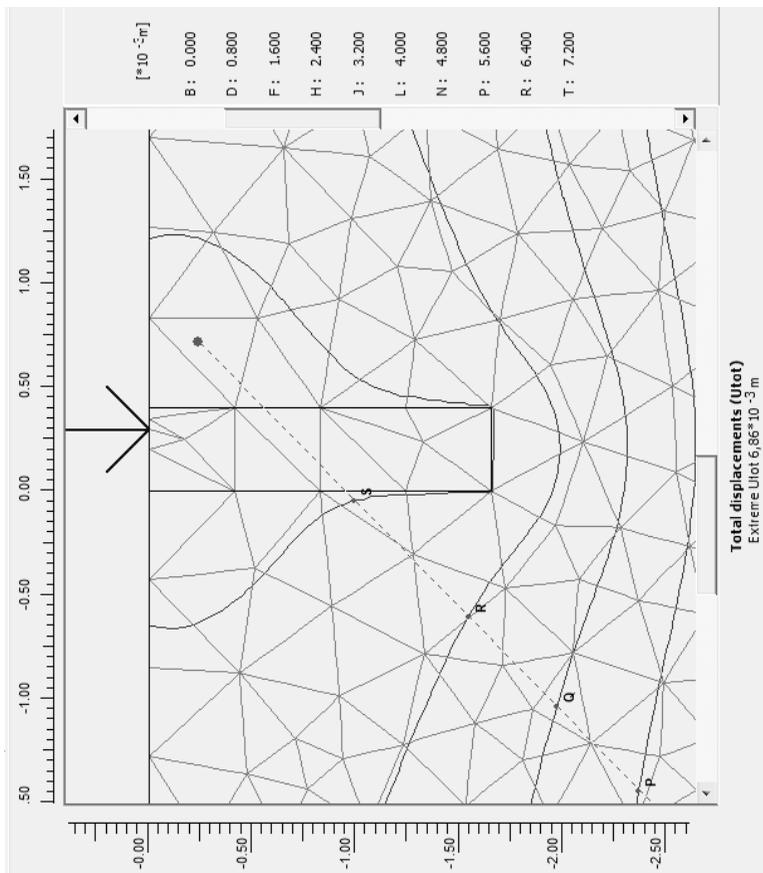


Рис. ПЗ.15. Линии равных полных перемещений среды при  $d = 40$  см;  $h = 165$  см;  $P = 19,2$  кН;  $\epsilon_0 = 0,5$

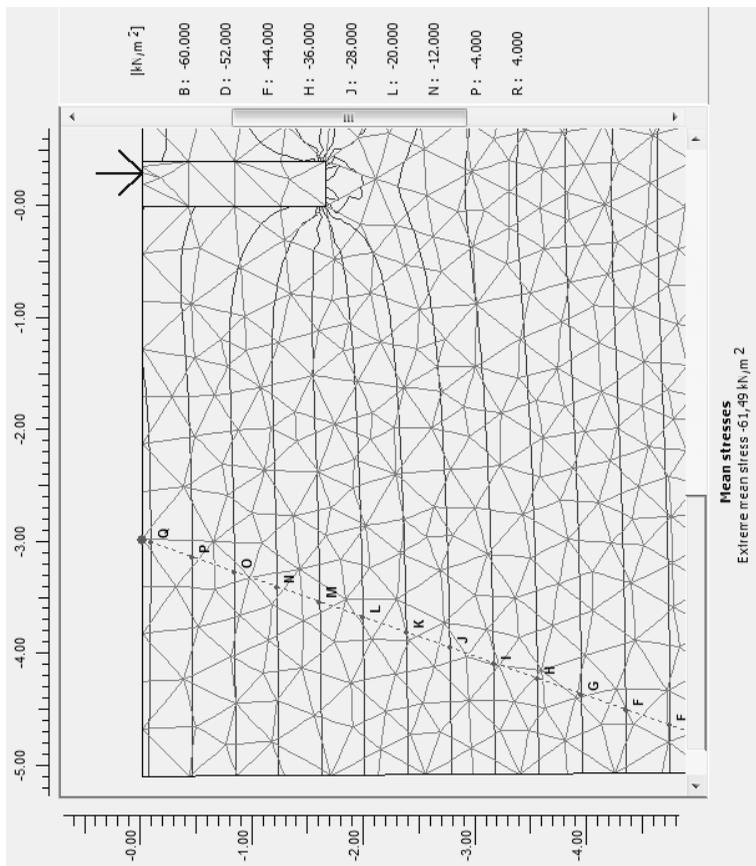


Рис. ПЗ.16. Линии равных полных напряжений среды при  $d = 40$  см;  $h = 165$  см;  $P = 19,2$  кН;  $e_0 = 0,5$

## ПРИЛОЖЕНИЕ 4

Расчеты проводили при действии осевой вертикальной нагрузки: относительное заглубление моделей  $\lambda = h/d = 2$  ( $h$  – глубина погружения модели,  $d = 100$  мм – диаметр модели); относительное расстояние между моделями фундаментов  $\bar{L} = L/d = 2; 3; 4$ ; плотности песчаного основания  $\rho = 1,5 \text{ г/см}^3$ .

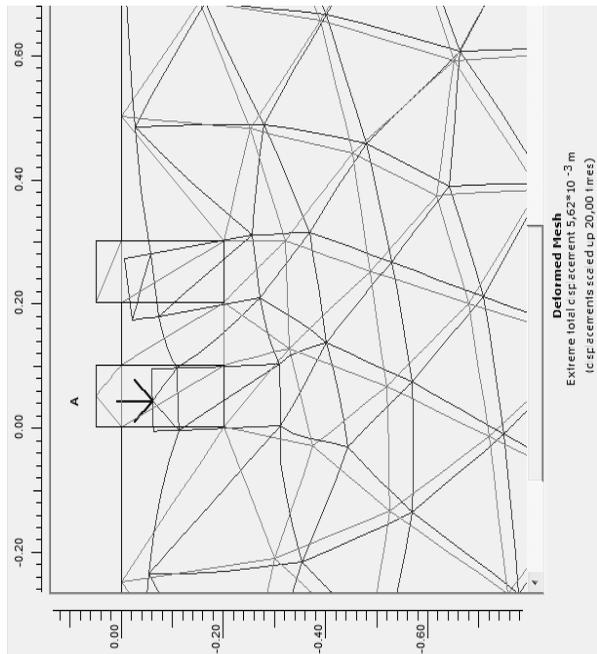


Рис. П4.1. Деформированное состояние среды и перемещение моделей при  $d_1 = d_2 = 10$  см;  $\lambda = 2$ ;  $F = 39$  кН;  $\bar{L} = L/d = 2$ ;  $e_0 = 0,25$

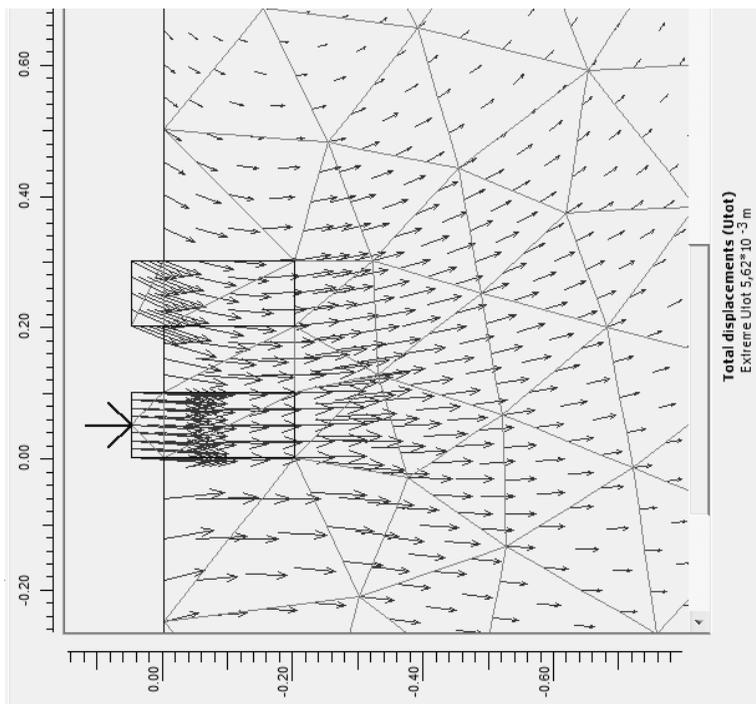


Рис. П4.2. Векторные линии полных перемещений среды при  $d_1 = d_2 = 10$  см;  $\lambda = 2$ ;  $F = 39$  кН;  $\bar{L} = L/d = 2$ ;  $\epsilon_0 = 0,25$

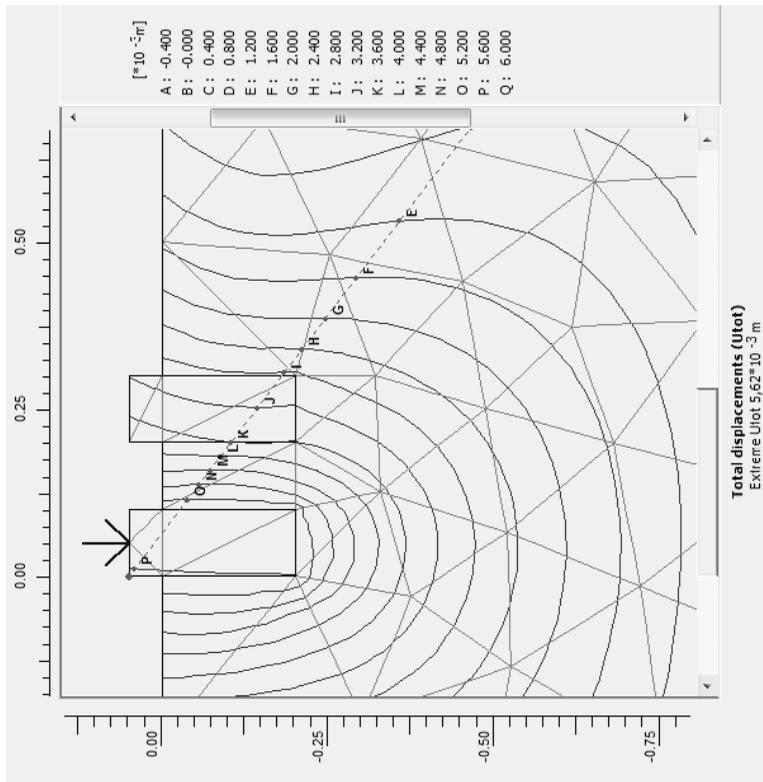


Рис. П4.3. Линии равных полных перемещений среды при  $d_1 = d_2 = 10$  см;  $\lambda = 2$ ;  $F = 39$  кН;  $\bar{L} = L/d = 2$ ;  $e_0 = 0,25$

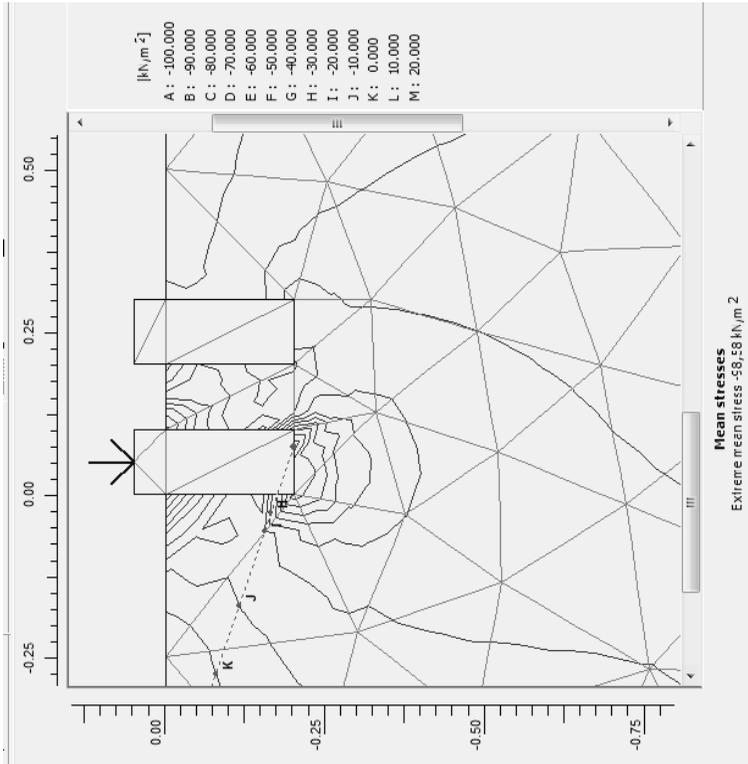
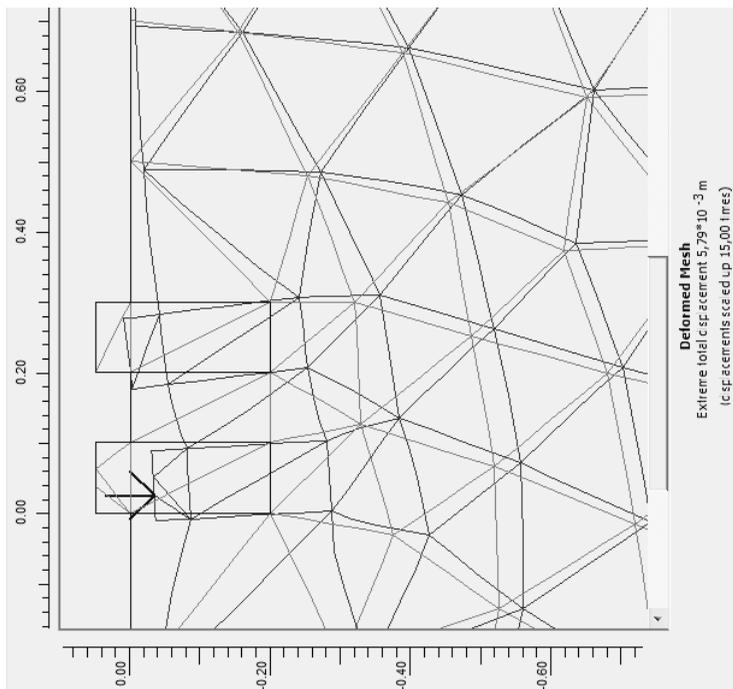


Рис. П4.4. Линии равных полных напряжений среды при  $d_1 = d_2 = 10$  см;  $\lambda = 2$ ;  $F = 39$  кН;  $\bar{L} = L/d = 2$ ;  $e_0 = 0,25$



**Рис. П4.5.** Деформированное состояние среды и перемещение модели  
 при  $d_1 = d_2 = 10$  см;  $\lambda = 2$ ;  $F = 39$  кН;  $\bar{L} = L/d = 2$ ;  $e_0 = -0,25$

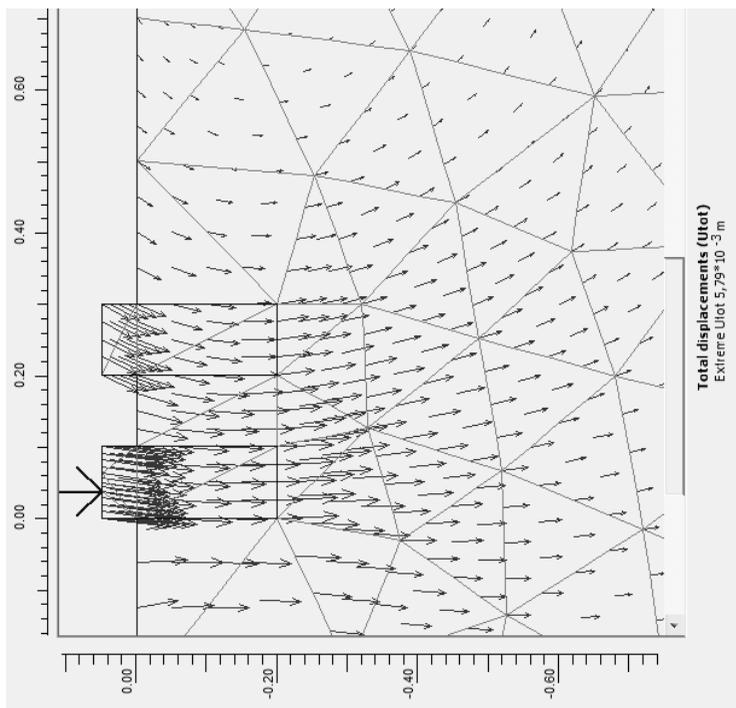


Рис. П4.6. Векторные линии полных перемещений основания при  $d_1 = d_2 = 10$  см;  $\lambda = 2$ ;  $F = 39$  кН;  $\bar{L} = L/d = 2$ ;  $e_0 = -0,25$

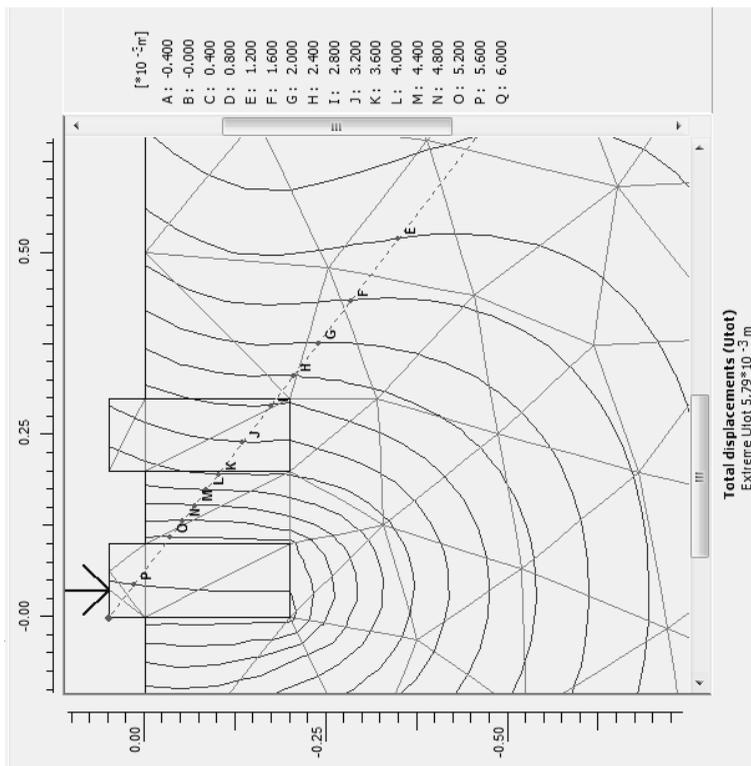


Рис. П4.7. Линии равных полных перемещений среды при  $d_1 = d_2 = 10$  см;  $\lambda = 2$ ;  $F = 39$  кН;  $\bar{L} = L/d = 2$ ;  $e_0 = -0,25$

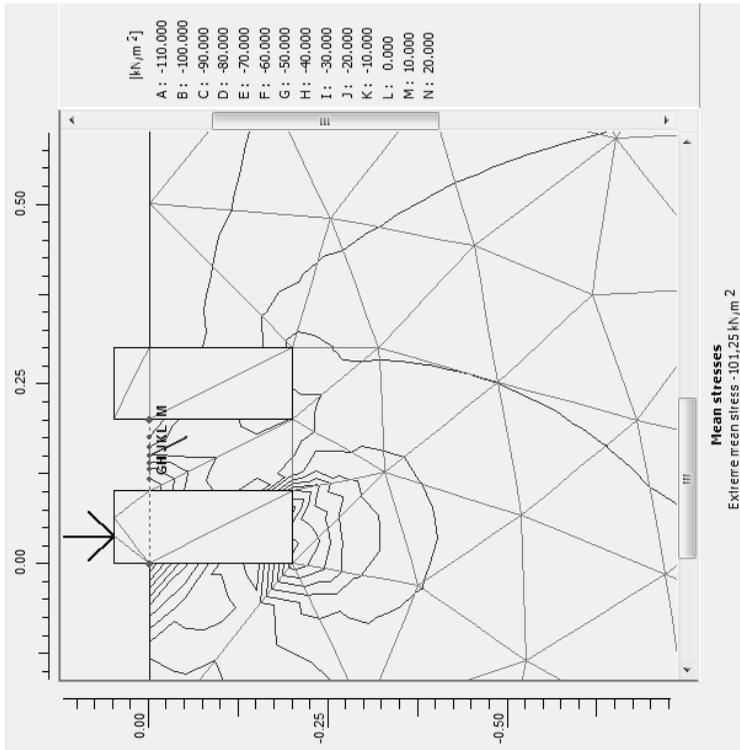


Рис. П4.8. Линии равных полных напряжений среды при  $d_1 = d_2 = 10$  см;  $\lambda = 2$ ;  $F = 39$  кН;  $\bar{L} = L/d = 2$ ;  $e_0 = -0,25$

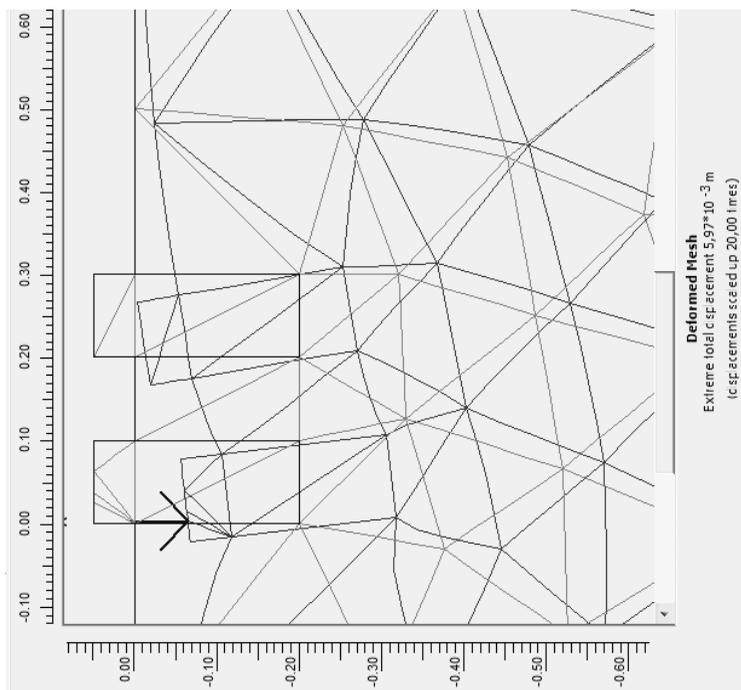


Рис. П4.9. Деформированное состояние среды и перемещение моделей при  $d_1 = d_2 = 10$  см;  $\lambda = 2$ ;  $F = 39$  кН;  $\bar{L} = L/d = 2$ ;  $e_0 = -0,5$

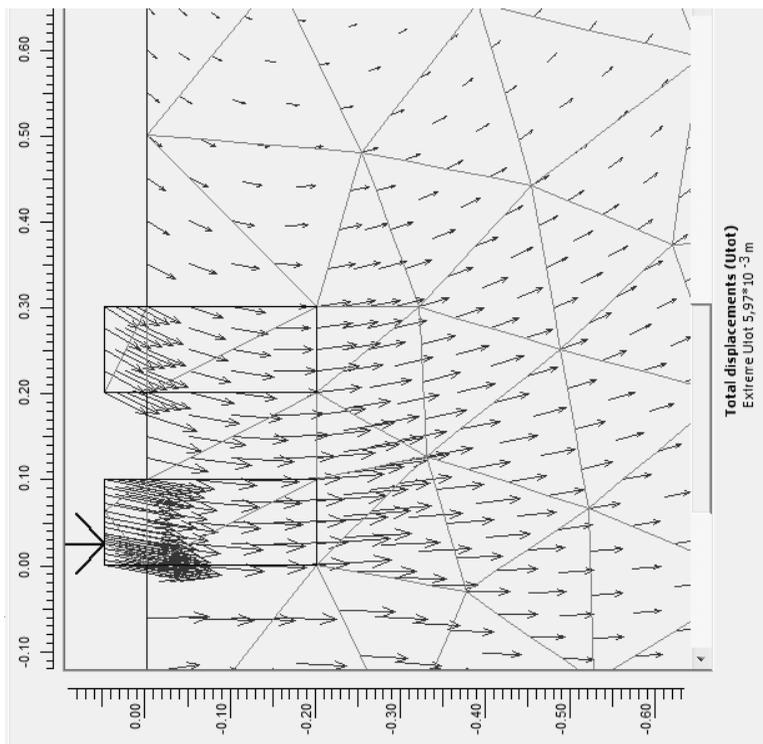


Рис. П4.10. Векторные линии полных перемещений среды при  $d_1 = d_2 = 10$  см;  $\lambda = 2$ ;  $F = 39$  кН;  $\bar{L} = L/d = 2$ ;  $e_0 = -0,5$

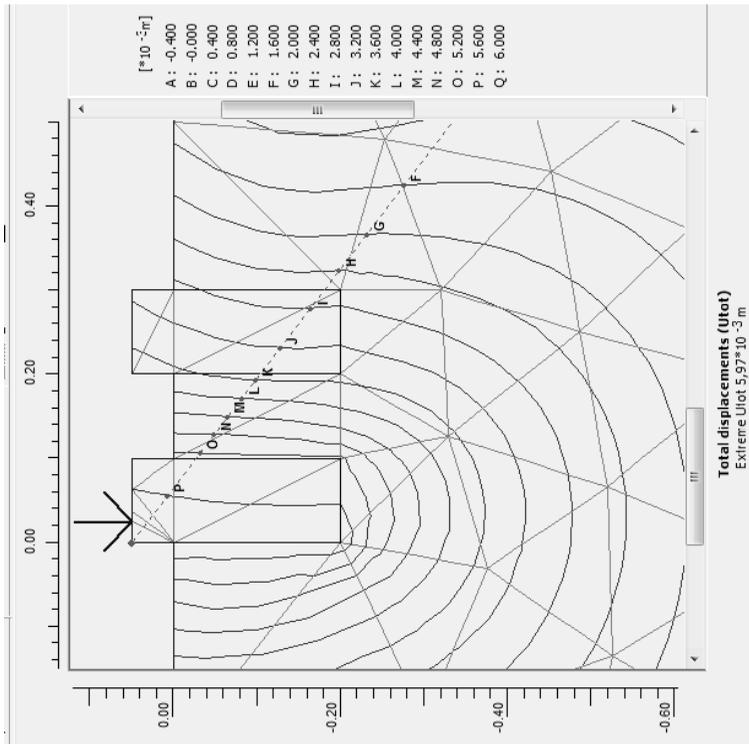


Рис. П4.11. Линии равных полных перемещений среды при  $d_1 = d_2 = 10$  см;  $\lambda = 2$ ;  $F = 39$  кН;  $\bar{L} = L/d = 2$ ;  $e_0 = -0,5$

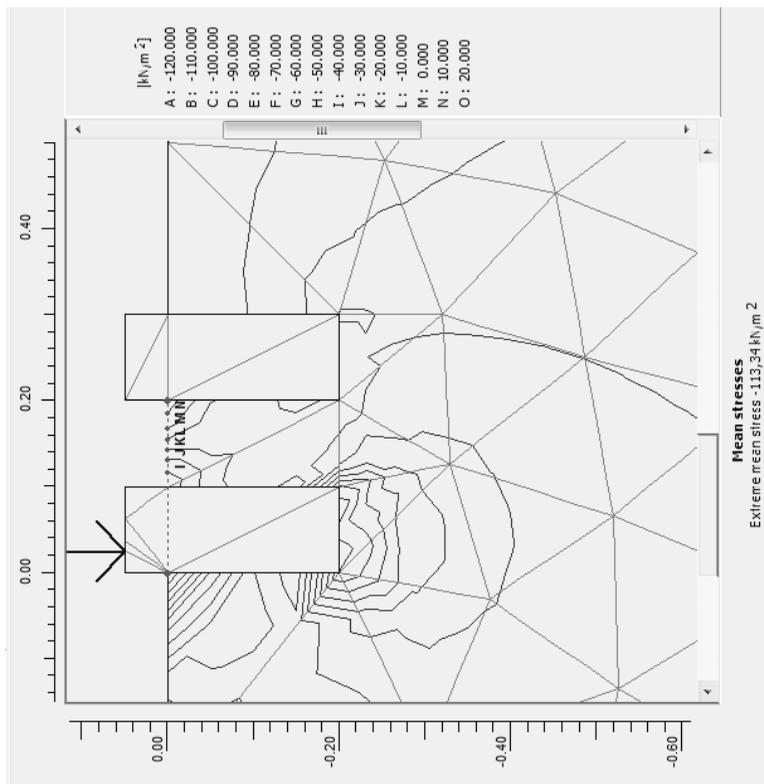


Рис. П4.12. Линии равных полных напряжений среды при  $d_1 = d_2 = 10$  см;  $\lambda = 2$ ;  $F = 39$  кН;  $\bar{L} = L/d = 2$ ;  $e_0 = -0,5$

## ОГЛАВЛЕНИЕ

<b>ВВЕДЕНИЕ</b> .....	3
<b>1. АНАЛИЗ ТЕОРЕТИЧЕСКИХ ИССЛЕДОВАНИЙ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ И ПЕРЕМЕЩЕНИЙ ЗАГЛУБЛЕННЫХ ШТАМПОВ И ФУНДАМЕНТОВ</b> .....	5
1.1. ФУНДАМЕНТАЛЬНЫЕ УРАВНЕНИЯ .....	5
1.1.1. Напряженно-деформированное состояние основания при действии внецентренной вертикальной нагрузки ...	5
1.1.2. Напряженно-деформированное состояние основания при действии горизонтальной нагрузки .....	7
1.1.3. Напряженно-деформированное состояние основания при действии внецентренной наклонной нагрузки ....	8
1.1.4. Расчет конструкций на неупругом основании при сложном нагружении .....	9
1.1.5. Несущая способность и перемещения фундаментов на двухслойном основании .....	12
1.1.6. Расчет заглубленных фундаментов .....	13
1.2. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ ПРИ ДЕЙСТВИИ ПЛОСКОЙ СИСТЕМЫ СИЛ .....	21
1.2.1. Использование уравнений линейной теории упругости .....	21
1.2.2. Расчет осадок фундаментов при нелинейной зависимости между напряжениями и деформациями в грунтах [115] .....	25
1.2.3. Приближенный метод определения перемещений заглубленного фундамента .....	27
1.2.4. Расчет многопролетного высокого жесткого свайного ростверка по подходу М. А.Симвулиди .....	29
1.3. КОНТАКТНЫЕ ЗАДАЧИ [4] .....	33
<b>2. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ИССЛЕДО- ВАНИЯ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ И ПЕРЕМЕЩЕНИЙ ЗАГЛУБЛЕННЫХ ШТАМПОВ И ФУНДАМЕНТОВ</b> .....	39
2.1. ФАКТОРЫ, ВЛИЯЮЩИЕ НА НЕСУЩУЮ СПОСОБ- НОСТЬ ПРИ ДЕЙСТВИИ ПЛОСКОЙ СИСТЕМЫ СИЛ ....	39

2.1.1. Зависимость между несущей способностью и относительным эксцентриситетом нагрузок .....	39
2.1.2. Зависимость между несущей способностью и углам наклона нагрузок, относительными глубинами заложения фундамента .....	42
2.2. ФАКТОРЫ, ВЛИЯЮЩИЕ НА ПЕРЕМЕЩЕНИЯ ЗАГЛУБЛЕННЫХ ШТАМПОВ И ФУНДАМЕНТОВ ПРИ ДЕЙСТВИИ ПЛОСКОЙ СИСТЕМЫ СИЛ .....	44
2.3. ИССЛЕДОВАНИЯ НОРМАЛЬНЫХ И КАСАТЕЛЬНЫХ КОНТАКТНЫХ НАПРЯЖЕНИЙ .....	46
2.3.1. Несущая способность буронабивных фундаментов при произвольном приложении наклонной силы .....	54
2.4. ИССЛЕДОВАНИЯ ХАРАКТЕРОВ ДЕФОРМИРОВАНИЯ ОСНОВАНИЯ .....	59
ВЫВОДЫ К ГЛАВЕ 2 .....	68
<b>3. РАСЧЕТ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ И НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ БУРОНАБИВНЫХ ФУНДАМЕНТОВ ПРИ ДЕЙСТВИИ ПЛОСКОЙ СИСТЕМЫ СИЛ .....</b>	<b>69</b>
3.1. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ОСАДОК И ПЕРЕМЕЩЕНИЙ ФУНДАМЕНТОВ С ПРИМЕНЕНИЕМ ТЕОРИИ МЕСТНЫХ УПРУГИХ ДЕФОРМАЦИЙ .....	69
3.2. РАСЧЕТ БУРОНАБИВНОГО ФУНДАМЕНТА С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ПОДХОДА И. А. СИМВУЛИДИ .....	70
3.3. ФОРМУЛЫ ДЛЯ ВЫЧИСЛЕНИЯ КООРДИНАТ МГНОВЕННОЙ ОСИ ВРАЩЕНИЯ .....	82
3.3.1. Влияние нагрузки на относительные координаты мгновенной оси вращения .....	83
3.3.2. Влияние глубины заложения фундаментов на относительные координаты мгновенной оси вращения .....	85
3.3.3. Влияние относительного эксцентриситета на относительные координаты мгновенной оси вращения .....	88
3.4. РАСЧЕТ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ФУНДАМЕНТОВ ПО МАТЕРИАЛУ .....	101
ВЫВОДЫ К ГЛАВЕ 3 .....	106
<b>4. ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ ФУНДАМЕНТОВ И ХАРАКТЕРЫ ДЕФОРМИРОВАНИЯ ГРУНТОВОЙ СРЕДЫ НА БАЗЕ МОДЕЛИ PLAXIS 8.X .....</b>	<b>108</b>

4.1. ЗАВИСИМОСТЬ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ ФУНДАМЕНТА ОТ ЭКСЦЕНТРИСИТЕТА СИЛЫ .....	108
4.2. ЗАВИСИМОСТЬ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ ФУНДАМЕНТА ОТ УГЛА НАКЛОНА СИЛЫ .....	112
4.3. ЗАВИСИМОСТЬ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ ОТ ГЛУБИНЫ ЗАЛОЖЕНИЯ ФУНДАМЕНТА .....	114
4.4. СРАВНЕНИЕ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ДАННЫХ С РАСЧЕТНЫМИ, ПОЛУЧЕННЫМИ ПО МЕТОДИКЕ ЗАРУБЕЖНЫХ СПЕЦИАЛИСТОВ (ПРОГРАММА PLAXIS 8.X) .....	118
ВЫВОДЫ К ГЛАВЕ 4 .....	127
<b>5. РАСПРЕДЕЛИТЕЛЬНАЯ СПОСОБНОСТЬ ГРУНТОВ И ВЗАИМНОЕ ВЛИЯНИЕ ПОДЗЕМНЫХ КОНСТРУКЦИЙ</b> .....	128
5.1. РАСЧЕТНЫЕ МОДЕЛИ ГРУНТОВЫХ ОСНОВАНИЙ .....	128
5.1.1. Моделирование напряженно-деформированного состояния и несущей способности .....	130
5.2. ВЗАИМНОЕ ВЛИЯНИЕ ФУНДАМЕНТОВ ПРИ ДЕЙСТВИИ ОСЕВОЙ ВЕРТИКАЛЬНОЙ СИЛЫ .....	131
5.3. ВЗАИМНОЕ ВЛИЯНИЕ ФУНДАМЕНТОВ ПРИ ДЕЙСТВИИ ВЕРТИКАЛЬНОЙ ВНЕЦЕНТРЕННОЙ СИЛЫ .....	143
5.4. ВЗАИМНОЕ ВЛИЯНИЕ ФУНДАМЕНТОВ ПРИ ДЕЙСТ- ВИИ ВНЕЦЕНТРЕННОЙ НАКЛОННОЙ СИЛЫ .....	157
5.5. ВЛИЯНИЕ НАГРУЖЕННОГО ФУНДАМЕНТА МЕЛКО- ГО ЗАЛОЖЕНИЯ НА НЕСУЩУЮ СПОСОБНОСТЬ СВАЙ .....	162
5.6. ВЛИЯНИЕ ОГРАЖДАЮЩИХ СТЕНОК НА ПЕРЕМЕ- ЩЕНИЯ ОТДЕЛЬНОГО ЦЕНТРАЛЬНО НАГРУЖЕН- НОГО ШТАМПА .....	166
ВЫВОДЫ К ГЛАВЕ 5 .....	170
<b>6. РАСЧЕТ БОЛТОВЫХ СОЕДИНЕНИЙ ЛЕГКИХ РАМ</b> .....	171
6.1. РАСЧЕТ БОЛТОВЫХ СОЕДИНЕНИЙ С УЧЕТОМ ДОПОЛНИТЕЛЬНЫХ СИЛ .....	171
6.2. РАСЧЕТ БАЗЫ КОЛОННЫ БОЛТОВЫХ СОЕДИНЕНИЙ С УЧЕТОМ ЖЕСТКОСТИ СОЕДИНЕНИЙ .....	176
ВЫВОДЫ К ГЛАВЕ 6 .....	187
<b>СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ</b> .....	189
<b>ПРИЛОЖЕНИЯ</b> .....	207

Научное издание

ЛЕДЕНЁВ Виктор Васильевич  
ТЬЮ ТХИ ХОАНГ АНЬ

# РАСЧЕТ БУРОНАБИВНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

Монография

Редактор Л. В. Комбарова  
Инженер по компьютерному макетированию Т. Ю. Зотова

ISBN 978-5-8265-1443-6



Подписано в печать 25.08.2015.  
Формат 60×84 / 16. 16,51 усл. печ. л.  
Тираж 400 экз. (1-й з-д 55). Заказ № 361

Издательско-полиграфический центр  
ФГБОУ ВПО «ТГТУ»  
392000, г. Тамбов, ул. Советская, д. 106, к. 14  
Тел. 8(4752) 63-81-08;  
E-mail: izdatelstvo@admin.tstu.ru