

## СТРОИТЕЛЬСТВО

УДК 624.131

### МЕТОДИКА РАСЧЕТА ОСНОВАНИЙ, УСИЛЕННЫХ ВЕРТИКАЛЬНО ОРИЕНТИРОВАННОЙ АРМАТУРОЙ С УЧЕТОМ ДИЛАТАНСИИ

*канд. техн. наук, доц. А.П. КРЕМНЕВ, А.Н. ПОЛЯКОВ  
(Полоцкий государственный университет)*

*Рассмотрена модель расчета грунтового основания с вертикально расположенными армирующими элементами. Показано, что вертикальное армирование - эффективный метод усиления оснований, состоящих из слабых глинистых грунтов (не нарушает природное сложение грунтов, оборудование для его устройства компактно, не оказывает динамического воздействия на фундаменты и конструкции зданий, может применяться внутри самих зданий).*

При реконструкции и капитальном ремонте сооружений часто возникает необходимость усиления оснований фундаментов. Основные причины, приводящие к этому, - изменение грунтовых условий в основаниях фундаментов в процессе эксплуатации, увеличение нагрузок на фундаменты при реконструкции и т.д.

Эффективным методом усиления оснований в таких случаях является их армирование. Из двух основных методов армирования - горизонтального и вертикального - для оснований существующих сооружений применимо только вертикальное армирование. Это объясняется тем, что традиционная технология введения горизонтальной арматуры в грунт, требующая разработки котлована на всю глубину армирования с последующей послойной укладкой арматуры и хорошо уплотненного грунта. Вертикальное армирование не нарушает природное сложение грунтов, а оборудование для его устройства компактно, не оказывает динамического воздействия на фундаменты и конструкции зданий, может применяться в условиях плотной застройки и даже внутри самих зданий.

Армированные грунты, как и все армированные материалы, представляют собой двухкомпонентную композитную систему, состоящую из разнородных по свойствам материалов: слабой, податливой грунтовой матрицы и твердой, прочной арматуры.

В отличие от других композитных материалов, армирование грунтов оснований всегда носит локальный характер. Арматура устраивается лишь в местах действия максимальных внутренних усилий, в зонах наиболее опасных с точки зрения возникновения предельного состояния. Обычно армируется верхняя часть грунтовой толщи, находящаяся непосредственно под подошвой фундамента или на некоторой глубине от нее.

Чаще всего в качестве вертикальной арматуры предлагается использовать устраиваемые в грунте сваи, шпелевые фундаменты или цементогрунтовые ячеистые конструкции, создаваемые по струйной технологии [1]. В этом случае основание представляет собой единый геомассив, обладающий меньшей деформативностью и повышенной несущей способностью за счет ограничения армирующими элементами сдвиговых деформаций и деформаций ползучести грунтов основания.

Механизм усиления оснований за счет введения армирующих элементов, в отличие от железобетона, проявляется в грунтах не в результате восприятия арматурой растягивающих усилий, а вследствие анизотропного снижения в грунтах основания интенсивности деформаций сдвига и ползучести [2, 3]. В грунтовом массиве от эксплуатационных нагрузок возникает поле исключительно сжимающих напряжений, которые приводят к уплотнению грунта и, что более важно, образованию областей сдвигов с развитием вязкопластического течения и ползучести.

Современные исследования механических свойств грунтов оснований свидетельствуют, что осадка основания за счет деформаций сдвига и ползучести может иметь значительную величину и превосходить осадку за счет вертикального уплотнения. Так, к примеру моренные грунты выветрелой зоны при коэффициенте пористости  $e$ , равном 0,45 - 0,55, имеют модуль деформации  $E < 5$  МПа, что никак не согласуется с классическим представлением об уплотнении грунтов.

Армирующие элементы препятствуют свободному развитию перемещений, связанных с деформациями формы, что может существенно отразиться на деформативных свойствах основания. И хотя способ усиления с применением вертикального или наклонного армирования известен достаточно давно (так называемые корневые сваи), описания методов расчета и рекомендации по применению в технической литературе нами не обнаружены.

Рассмотрим способ армирования оснований вертикальными элементами. Сваи устраиваются вплотную к фундаменту, но не соединяются с ним. Поскольку расстояние между сваями в ряду невелико, ме-

жду ними может возникнуть арочный эффект. В этом случае в грунте, перемещающемся между ними под влиянием бокового давления, возникает дополнительное усилие распора. В результате грунт жестко заземляется между армирующими элементами.

Можно допустить, что армирующие элементы в одном ряду и грунт между ними представляют собой единое жесткое образование, практически не деформирующееся под нагрузкой. С другой стороны, грунт основания под фундаментом и находящийся между армирующими элементами деформируется без возможности боковых и сдвиговых деформаций.

Армированная зона характеризуется внешним размером  $L_r$ , внутренним размером  $b_x$ , средней толщиной стенок армирующих элементов  $d$  и глубиной армирования  $H_r$  (рис. 1).

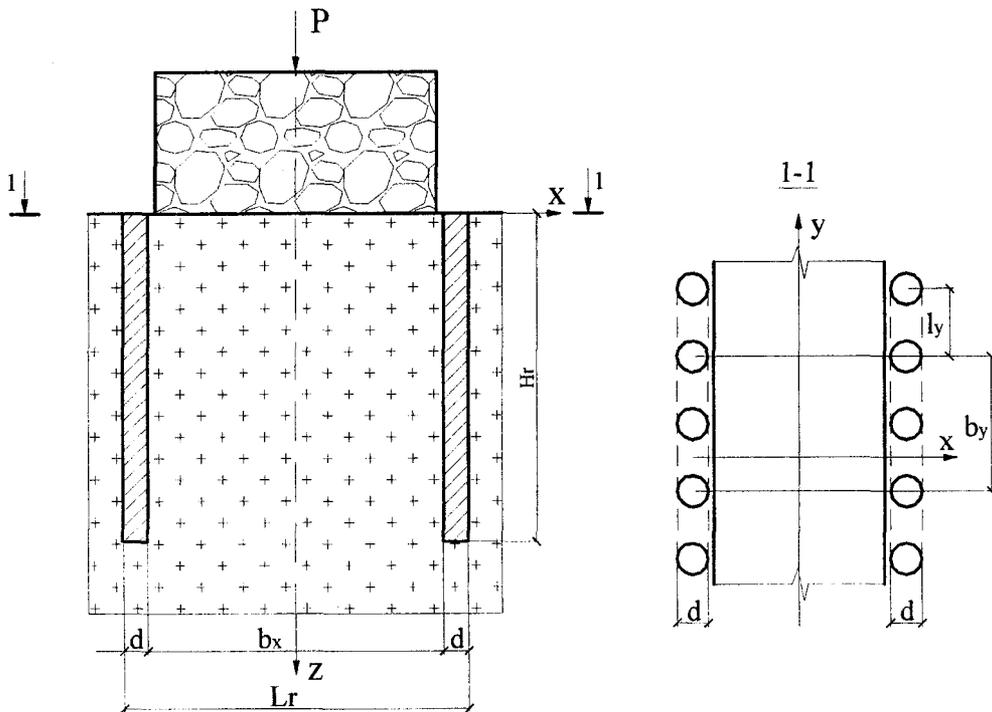


Рис. 1. Основание, усиленное армированием вертикальными элементами

Для определения напряженно-деформированного состояния грунтовой матрицы, находящейся в условиях невозможности боковых деформаций, рассмотрим расчетную схему, представленную на рис. 2.

В основе метода лежит известное решение Федоровского - Шейнина о полой призматической опоре, погружаемой в грунт. При этом учитываем, что между армирующими элементами грунтовая матрица может деформироваться до определенных границ: сверху до границы  $m'n'$ , снизу до границы  $пт$  (см. рис. 2). Между верхней и нижней границей грунт не сжимается («зависает»).

Данное положение было подтверждено Л.М. Тимофеевой (Пермь, 1991 г.) экспериментально в ходе полевых испытаний оснований, армированных ячеистыми структурами.

Кроме того, учитываем, что при проскальзывании грунта относительно армирующих элементов, возникает дилатантный распор  $\sigma_d$  [4].

На участке  $Z'_s < z < Z_s$  напряженно-деформируемое состояние грунтовой матрицы описывается системой уравнений:

$$\begin{cases} \sigma_z = \gamma \cdot z \\ \sigma_{xd} = \xi \cdot \gamma \cdot z + \sigma_d, \\ \tau_{xz} = 0 \end{cases} \quad (1)$$

где  $z$  – глубина от верхней плоскости армированного грунта;  $\gamma$  – удельный вес грунта;  $\sigma_d$  – напряжение от дилатантного распора грунта основания;  $\xi$  – коэффициент бокового давления, определяемый из условия невозможности боковых деформаций:

$$\xi = \frac{\nu}{1 - \nu}.$$

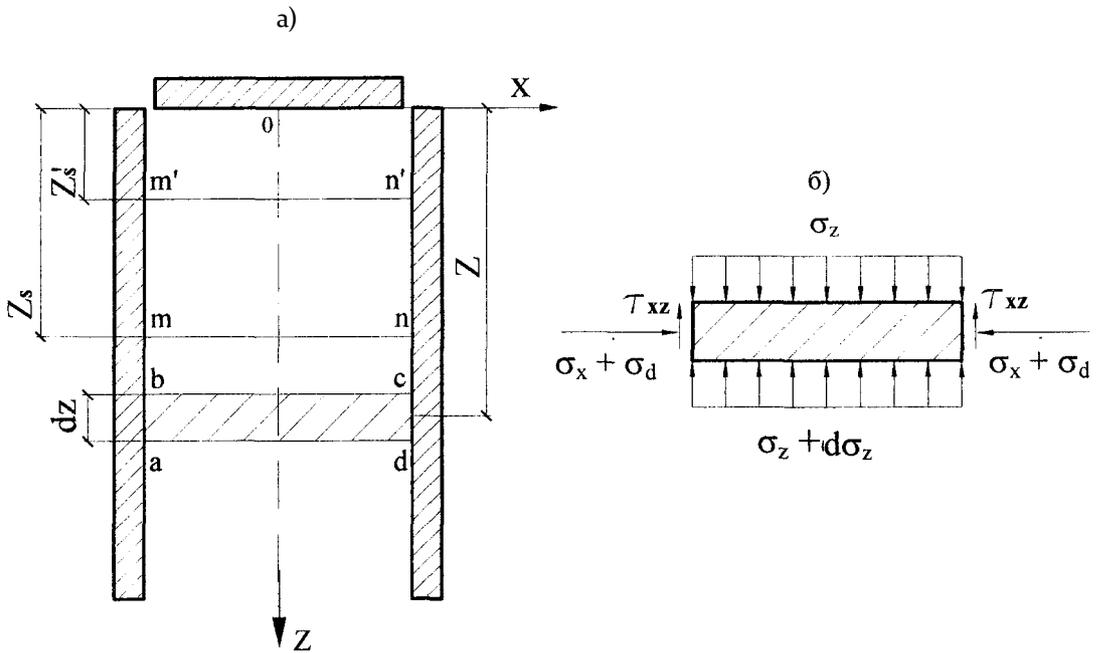


Рис. 2. Расчетная схема к определению напряженно-деформируемого состояния грунтовой матрицы: а - в условиях невозможности боковых деформаций; б - схема усилий, действующих на элементарный объем abed

Напряженное состояние в деформируемой части  $Z_s < z < Hr$  будет зависеть от напряжения  $\sigma_h^g$ , действующего со стороны подстилающих слоев грунта и направленного снизу вверх, а в части  $z < Z'_s$  от  $\sigma_0^g$ . Распределение напряжений по высоте ячейки от действия дополнительного давления  $\sigma_z = \sigma_h^g - \sigma_z^g$  определяется из условия равновесия элементарного слоя  $dz$  (рис. 2, б).

Анализ равновесия элементарного слоя  $dz$  приводит к дифференциальному уравнению, описывающему напряженное состояние грунтового ядра:

$$\gamma \cdot b_x \cdot b_y \cdot \partial z + \tau_{xz} \cdot 2b_y \cdot \partial z + b_x \cdot b_y \cdot \sigma_z = (\sigma_z + \partial \sigma_z) \cdot b_x \cdot b_y, \quad (2)$$

где  $b_x \cdot b_y$ ,  $2b_y$  – соответственно площадь и длина контактной поверхности поперечного сечения грунта между армирующими элементами.

Рассмотрим зону грунтовой матрицы  $Z_s < z < Hr$ . Учитывая, что жесткость арматуры во много раз больше чем жесткость грунта, касательные напряжения  $\tau_{xz}$  в деформируемой зоне грунтовой матрицы будут равны предельным. Кроме того, в ходе экспериментальных исследований установлено, что сопротивление «проскальзыванию» грунта относительно жестких армирующих элементов [4] и, по-видимому, относительно поверхности буронабивных и буронаблюдательных свай будет определяться только прочностными характеристиками грунта. То есть в зоне контакта грунта с армирующими элементами в предельном состоянии будет справедливым следующее соотношение:

$$\tau_{xz} = \tau_{max} = \sigma_x \cdot tg\varphi + c,$$

где  $\varphi$ ,  $c$  – соответственно угол внутреннего трения и удельное сцепление грунта;  $\sigma_x$  – горизонтальное напряжение по граням элементарного слоя, определяемое из условия невозможности боковых деформаций и с учетом дилатантного распора:

$$\sigma_{xd} = \xi \cdot \sigma_z + \sigma_d = \frac{\nu}{1-\nu} \cdot \sigma_z + \sigma_d.$$

После подстановок и соответствующих преобразований было получено дифференциальное уравнение для  $\sigma_z$  в деформируемой зоне грунта при  $Z_s < z < Hr$ :

$$\frac{\partial \sigma_z}{\partial z} - a \cdot \sigma_z - b = 0, \quad (3)$$

где  $a = \frac{tg\varphi \cdot \xi \cdot 2b_y}{b_x \cdot b_y}$ ;  $b = \frac{\gamma \cdot Fя + (c + \sigma_d \cdot tg\varphi) \cdot 2b_y}{b_x \cdot b_y}$ .

Решение уравнения (3) с учетом граничных условий (при  $z = Hr$ ,  $\sigma_z = \sigma_h^g$ ) можно представить в виде:

$$\sigma_z = \left( \sigma_h^g + \frac{b}{a} \right) \cdot e^{a(z-Hr)} - \frac{b}{a}. \quad (4)$$

Аналогично можно получить решение для вертикальных напряжений, действующих на участке  $0 < z < Z'_S$ :

$$\sigma_z = \left( \sigma_0^g + \frac{b}{a} \right) \cdot e^{-az} - \frac{b}{a}. \quad (5)$$

Таким образом, напряженно-деформируемое состояние грунтовой матрицы при вертикальном расположении армирующих элементов будет определяться следующей системой уравнений:

$$\begin{cases} \sigma_z = \left( \sigma_0^g + \frac{b}{a} \right) \cdot e^{-az} - \frac{b}{a}; & 0 < z < Z'_S \\ \sigma_z = \gamma \cdot z; & Z'_S < z < Z_S \\ \sigma_z = \left( \sigma_h^g + \frac{b}{a} \right) \cdot e^{a(z-Hr)} - \frac{b}{a}; & Z_S < z < Hr \end{cases} \quad (6)$$

Верхняя граница сжимаемого слоя грунтовой матрицы  $m'n'$  определяется из равенства напряжений от собственного веса грунта и напряжений от действия отпора  $\sigma_0^g$ . То есть при  $z = Z'_S$  должно выполняться условие  $\sigma_z = \sigma_{z.g}$ , или:

$$\left( \sigma_0^g + \frac{b}{a} \right) \cdot e^{-aZ'_S} - \frac{b}{a} = \gamma \cdot Z'_S. \quad (7)$$

Аналогично можно определить глубину расположения границы  $mn$ :

$$\left( \sigma_h^g + \frac{b}{a} \right) \cdot e^{a(Z_S-Hr)} - \frac{b}{a} = \gamma \cdot Z_S. \quad (8)$$

При определенных условиях может произойти слияние верхней и нижней границы деформирования грунтовой матрицы,  $Z'_S = Z_S$ .

Тогда уравнение для определения месторасположения границы  $mn$  будет иметь вид:

$$\left( \sigma_0^g + \frac{b}{a} \right) \cdot e^{-aZ_S} - \frac{b}{a} = \left( \sigma_h^g + \frac{b}{a} \right) \cdot e^{a(Z_S-Hr)} - \frac{b}{a}. \quad (9)$$

В этом случае  $Z_S$  будет представлять собой границу нулевых деформаций относительно армирующих элементов.

Уравнения (7) – (9) являются трансцендентными и решаются численными или графическими методами.

Деформирование грунта относительно армирующих элементов под действием дополнительного давления  $\sigma_z - \gamma \cdot z$  можно определить как суммарное сжатие столба грунта высотой  $Hr$ :

$$\delta = m_v \cdot \int_{Z_S}^{Hr} (\sigma_z - \gamma \cdot z) dz, \quad (10)$$

при этом

$$m_v = \frac{1}{E} \left( 1 - 2 \cdot \frac{\nu^2}{1 - \nu} \right),$$

где  $E$  – модуль обших деформаций грунта.

С учетом выражения (6) зависимость (9) для участка  $Z_s < z < H_r$  можно представить в виде:

$$\delta = m_v \left( \left( \sigma_h^g + \frac{b}{a} \right) \cdot e^{-a(H_r - Z_s)} - (H_r - Z_s) \cdot \frac{b}{a} - (H_r^2 - Z_s^2) \cdot \frac{\gamma}{2} \right). \quad (11)$$

Аналогично для участка  $0 < z < Z'_s$  :

$$\delta = m_v \left( \left( \sigma_0^g + \frac{b}{a} \right) \cdot Z'_s \cdot e^{-a Z'_s} - \frac{b}{a} \cdot Z_s'^2 - \frac{\gamma \cdot Z'_s}{2} \right). \quad (12)$$

На участке  $Z'_s < z < Z_s$  деформации грунта относительно стенок структур будут равны нулю.

Считая армирующие элементы недеформируемыми, перемещение слоев грунта под нижней гранью арматуры  $S_s$  будет равно осадке всего армированного основания  $S$ , рис. 3.

Под нижней гранью грунтовой матрицы перемещение нижележащих слоев будет меньше на величину  $\delta$ :

$$S_g = S - \delta. \quad (13)$$

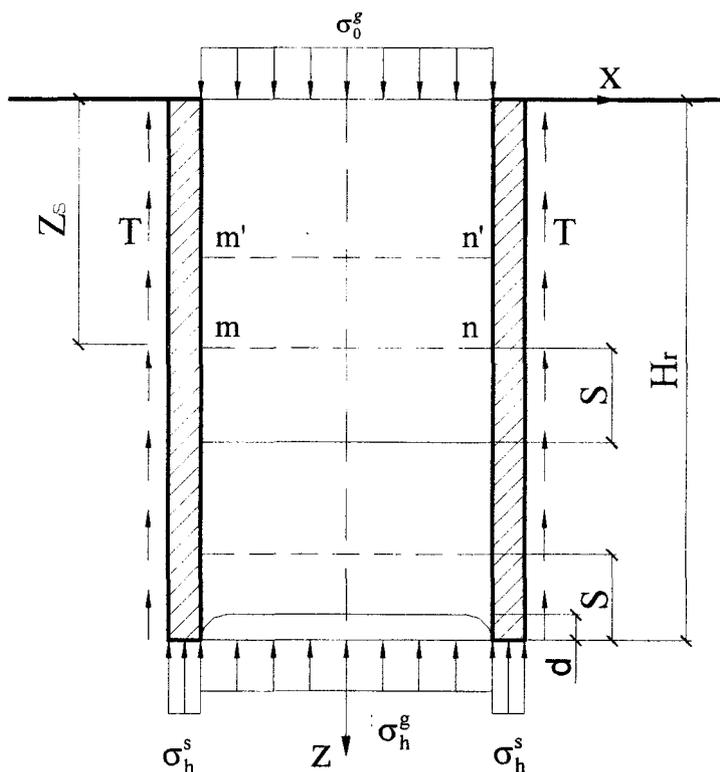


Рис. 3. Схема усилий, действующих по граням армированной зоны

В рассмотренных выше уравнениях (6) – (9) напряжения, действующие по верхней и нижней границе армированной зоны  $\sigma_0^g$ ,  $\sigma_h^g$ , неизвестны.

Наиболее простой метод их определения основывается на Винклеровской модели грунтового основания. В этом случае по нижней границе зависимость между напряжениями и деформациями запишется в виде:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_h^g = K \cdot (S - \delta) \\ \sigma_h^s = K \cdot S \end{array} \right\}, \quad (14)$$

где  $K$  – коэффициент постели грунта.

Для реакции касательной к боковым граням структур  $T_z$ , учитывая их переменный характер по глубине, можно записать:

$$T_z = S \cdot \int_0^{H_r} G_z \partial z, \quad (15)$$

где  $Cz$  – коэффициент сопротивления вертикальным тангенциальным перемещениям по наружной грани армирующих элементов, определяемый по формуле:

$$Cz = \chi \cdot \frac{z}{H_r} \cdot K,$$

здесь  $\xi$  – коэффициент, равный 0,5.

Величины  $\sigma_h^g$  и  $\delta$  связаны зависимостью (11), которую с учетом (14) можно представить в виде:

$$\sigma_h^g = K \frac{S - m_v \cdot \left( \frac{b}{a} \cdot e^{-a(H_r - Z_s)} - (H_r - Z_s) \cdot \frac{b}{a} - \gamma \cdot \frac{(H_r^2 - Z_r^2)}{2} \right)}{1 + K \cdot m_v \cdot e^{-a(H_r - Z_s)} \cdot (H_r - Z_s)} \quad (16)$$

или

$$\sigma_h^g = K \cdot \frac{S - D(z_s)}{Z(z_s)}, \quad (17)$$

где  $D(z_s)$ ,  $Z(z_s)$  – величины, зависящие от геометрических параметров армированной зоны, характеристик грунта и неизвестной величины  $Z_s$ :

$$D(z_s) = m_v \cdot \left( \frac{b}{a} \cdot e^{-a(H_r - Z_s)} - (H_r - Z_s) \cdot \frac{b}{a} - \gamma \cdot \frac{(H_r^2 - Z_r^2)}{2} \right), \quad (18)$$

$$Z(z_s) = 1 + K \cdot m_v \cdot e^{-a(H_r - Z_s)} \cdot (H_r - Z_s). \quad (19)$$

Условие равновесия армированной толщи с учетом значений реакции грунта запишется в виде:

$$\sigma_o^g \cdot F_g = K \cdot S \cdot F_s + K \cdot (S - \delta) \cdot F_g + U_s \cdot S \cdot \int_0^{H_r} G_z \partial z, \quad (20)$$

где  $U_s$  – наружный периметр армированной зоны.

С учетом (15) зависимость (20) можно представить как

$$\sigma_o^g \cdot F_g = K \cdot S \cdot F_s + \sigma_h^g \cdot F_g + K \cdot U_s \cdot S \cdot \frac{\chi \cdot H_r}{2}. \quad (21)$$

Из формулы (21)

$$S = \frac{\sigma_o^g \cdot F_g - \sigma_h^g \cdot F_g}{K \cdot \left( F_s + U_s \cdot \frac{\chi \cdot H_r}{2} \right)}. \quad (22)$$

Определить значения осадки армированной зоны по зависимости (22) сразу нельзя, так как параметры  $D(z_s)$ ,  $Z(z_s)$  также зависят от  $S$ .

Решить данную задачу можно лишь численными методами путем последовательных приближений.

Для этого подставим в (21) выражение (15) и выразим  $\sigma_h^g$ .

В этом случае напряженно-деформированное состояние грунтовой матрицы будет определяться из решения системы уравнений:

$$\left\{ \begin{aligned} \sigma_h^g &= \frac{P - \left( K \cdot F_s + K \cdot U_s \cdot \frac{\chi \cdot H_r}{2} \right) \cdot D(z_s)}{K \cdot F_g + \left( K \cdot F_s + K \cdot U_s \cdot \frac{\chi \cdot H_r}{2} \right) \cdot Z(z_s)} \\ \left( \sigma_h^g + \frac{b}{a} \right) \cdot e^{a(z_s - H_r)} - \frac{b}{a} &= \gamma \cdot Z_s \\ \text{или} \\ \left( \sigma_h^g + \frac{b}{a} \right) \cdot e^{a(z_s - H_r)} &= \left( \sigma_0^g + \frac{b}{a} \right) \cdot e^{-a z_s} \end{aligned} \right. \quad (23)$$

Давление по верхней границе армированной толщи

$$\sigma_0^g = \frac{N}{F_g},$$

где  $N$ -полная нагрузка, действующая на фундамент.

Задача по определению напряженно-деформируемого состояния грунтовой матрицы армированной зоны может быть решена лишь методом последовательных приближений.

Данный метод был реализован на ЭВМ. Была составлена программа для MathCAD, позволяющая определять параметры вертикально армированных оснований.

В качестве примера рассмотрим основание, усиленное вертикальным армированием, с внутренним размером  $b_x = 1,5$  м, внешним  $L_r = 1,8$  м, толщиной стенок армирования  $0,15$  м и глубиной армирования  $4,0$  м. Нагрузка от фундамента  $N = 250$  кН.

В результате расчета по этой программе были получены данные по распределению вертикальных напряжений  $\sigma_z$  по высоте армированного основания (рис. 4).

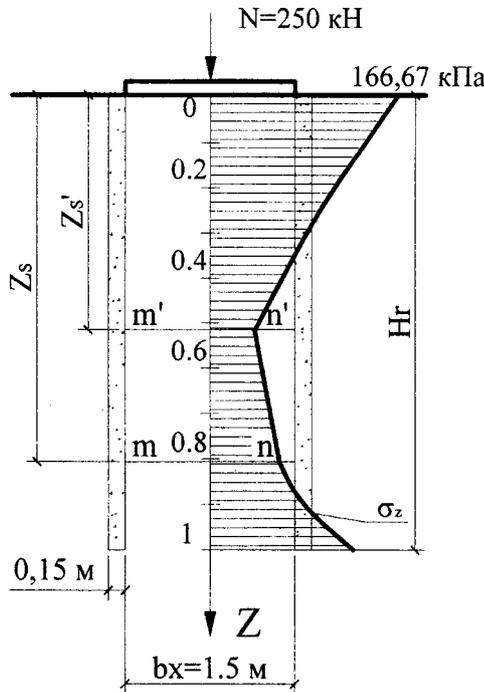


Рис. 4. Распределение напряжений по высоте армированного основания

Вышерассмотренная методика расчета позволяет:

- получить напряженно-деформируемое состояние грунта, армированного жесткими вертикальными элементами в виде обоям из свай, ячеистых структур щелевых фундаментов и т.п.;
- определить общую осадку армированного основания исходя из линейной зависимости между напряжениями и деформациями в грунтовой толще.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. Кремнев А.П. Исследование влияния армирования на деформируемость сильносжимаемых водонасыщенных грунтов: Автореф. дис. ... канд. техн. наук. -М., 1993. -20 с.
2. Иванов П.Л. Грунты и основания гидротехнических сооружений. Механика грунтов: Учебник для гидротехн. спец. вузов. - 2-е изд., перераб. и доп. - М.: Высш. шк., 1991. - 447 с.
3. Кремнев А.П. Расчет оснований, армированных вертикально ориентированной арматурой // Сб. ст. к 30-летию инженерно-строительного факультета. - Мн.: Технопринт, 2001. - С. 447.
4. Соболевский Д.Ю. Прочность и несущая способность дилатирующего грунта. - Мн.: Наука и техника, 1994. -232 с.