

УДК 624.154.5

ВЛИЯНИЕ ИЗМЕНЧИВОСТИ СВОЙСТВ ГРУНТА ПРИ УСТРОЙСТВЕ И ПРОЕКТИРОВАНИИ БУРОИНЪЕКЦИОННЫХ СВАЙ

ВПЛИВ МІНЛИВОСТІ ВЛАСТИВОСТЕЙ ГРУНТУ ПРИ ВЛАШТУВАННІ ТА ПРОЕКТУВАННІ БУРОІН'ЄКЦІЙНИХ ПАЛЬ

ACCOUNTING SOIL PROPERTIES VARIABILITY WHILE ERECTING AND DESIGN OF DRILINJECTED PILES

Игнатов С. Вл., магистр техн. наук (Белорусский национальный технический университет, г. Минск)

Ігнатов С. В., магістр технічних наук (Білоруський національний технічний університет, м. Мінськ)

Ihnatov S.V., master of science (Belarusian national technical university, Minsk)

В статье приведены результаты опытных лабораторных исследований по определению изменчивости свойств грунта при инъекционной опрессовке околосвайного грунта, выведены зависимости изменения физических характеристик грунта за счет опрессовки и дана методика их учета при проектировании свай.

В статті наведені результати лабораторних досліджень по визначенню мінливості властивостей ґрунту при ін'єкційному опресовуванні навколопального ґрунту, отримані залежності змінення фізичних характеристик ґрунту за рахунок опресовування та дана методика їх врахування при проектуванні паль

The results of experimental laboratory studies of soil properties variability determination with soil injection around the pile, deduced the variation of the physical characteristics of the soil by pressing and the design pile method is given.

Ключові слова:

Свая, бетон, ґрунт, щільність, ін'єкція, тиск, основа, фундамент
Pile, concrete, Ground, density, injection, pressure, base, foundation

При возведении буринъекционных свай происходит уплотнение грунтового массива за счет опрессовки. Данное уплотнение недостаточно изучено и, как следствие, не учитывается при проектировании.

Нами были выполнены крупномасштабные лабораторные опыты по изучению изменения физико-механических свойств грунтов при инъекционной опрессовке. В данных исследованиях происходили процессы расширения начальной скважины за счет опрессовки, с последующей инфильтрацией избыточной влаги из цементного раствора в грунт и затвердеванием цементного камня. Лабораторные исследования проводились со следующими типами грунтов:

- пески средней крупности, $\gamma=15-19\text{кН/м}^3$;
- супесь пылеватая от твердой до текучей консистенции, $\gamma=17-21\text{кН/м}^3$;

После опрессовки цементного раствора с В/Ц=0,5 в опытных лотках под давлением выдерживались технологические перерывы, продолжительностью 7, 14 и 28 суток для обеспечения набора прочности цементным камнем, далее производилась раскопка заинъецированного тела, отбор опытных образцов и выполнялось опытное динамическое зондирование вокруг инъекционного тела и под ним [1, 2]. По полученным значениям удельного сопротивления погружению зонда по [1] определялся угол внутреннего трения и сцепление грунта.

По результатам выполненных исследований построены графики изменения плотности грунта в радиальном направлении и по высоте инъекционного тела [4].

Так, при природном значении удельного веса супеси пылеватой, равной $18,0\text{кН/м}^3$ происходит ее уплотнение до $22,5\text{кН/м}^3$ на границе инъекционного тела, коэффициент пористости уменьшается с 0,63 до 0,45. Для песка среднего данное изменение составляет: для удельного веса от $17,6\text{кН/м}^3$ до $19,50\text{кН/м}^3$, коэффициента пористости с 0,62 до 0,49.

Так как цементный раствор есть жидкая среда с В/Ц=0,5, а для твердения цементного камня необходимо В/Ц=0,23-0,27, то избыток «лишней» влаги из раствора не вступал в химическую реакцию с цементом и проникал в поры грунта, тем самым изменяя его влажность на контакте «цементное тело – грунт», что приводит к некоторому снижению прочностных характеристик грунта в начальный период после инъецирования. По результатам лабораторных исследований, определено, что большая величина влажности W околосовайного массива (по сравнению с удаленным на расстояние 2,5-3,0R грунта) для глинистых грунтов обнаруживается более чем через 21 сутки после инъекции; для песчаных грунтов данное изменение не проявляется через 10 суток. Это обусловлено различной фильтрационной способностью песчаного и глинистого грунтов.

Исследования изменения механических свойств грунта выполнялось косвенным путем по величине сопротивления грунта динамическому зондированию вокруг заинъецированного тела.

Графики изменения сопротивления грунта динамическому зондированию и изменение прочностных характеристик песков средних и пылеватой супеси по результатам выполненных работ представлены на рис. 1.

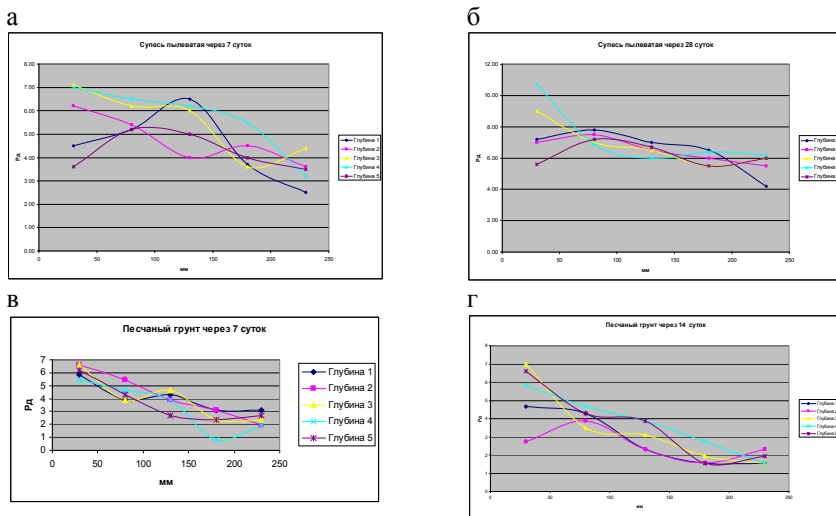


Рис. 1. Изменение условного динамического сопротивления грунта : а, б для супеси пылеватой через 7 и 28 суток после устройства инъекционного тела; в, г –для песка среднего через 7 и 14 суток соответственно.

По полученным зависимостям видно, что сопротивление грунтов динамическому зондированию во времени увеличивается. Для глинистых грунтов увеличение сопротивлению зондированию также увеличивается к центру инъекционного тела. Это обусловлено уменьшением показателя консистенции околосвайного пространства за счет выравнивания влажности в исследуемом объеме грунта.

В соответствии с [1] при увеличении сопротивления зондированию происходит и увеличение прочностных характеристик грунта (угла внутреннего трения и сцепления).

Так, при изменении условного динамического сопротивления супеси пылеватой с 3,6 МПа под подошвой инъекционного тела до 5,6 МПа на 28 сутки угол внутреннего трения изменяется 27° до 28°, удельного сцепления с 30 кПа до 35 кПа. Изменение условного динамического сопротивления супеси в радиальном направлении на 28 сутки в уровне центра тяжести составляет с 9 МПа (на границе инъекционного тела) до 6,0 МПа в природном состоянии. Данному изменению соответствует уменьшение угла внутреннего трения с 29 ° до 28 °, удельного сцепления – с 40 кПа до 36 кПа.

Изменение условного динамического сопротивления песка среднего в период 7-14 суток составляет не более 0,5 мПа, что говорит о стабилизированном состоянии и о постоянном значении угла внутреннего трения и сцепления. Однако в радиальном направлении происходит существенное снижение сопротивления динамическому зондированию: с 6 МПа на границе инъекционного тела до 3,0 МПа в природном состоянии.

Данному изменению соответствует уменьшение угла внутреннего трения с $35,5^\circ$ до 33° , и значительное уменьшение сцепления: с 1,2 кПа до 0,0 кПа.

Методику моделирования грунтовой среды вокруг расширяющихся скважин и полостей по результатам выполненных крупномасштабных исследований было предложено основывать на закономерностях перемещения стенок скважины при инъекционной опрессовке. Величина перемещения в свою очередь зависит от начального объема буровой скважины и закаченного в нее объема раствора или бетона.

Основным показателем, к которому нами была выполнена привязка всех прочностных и деформационных характеристик грунтов, является коэффициент пористости – отношение переменной величины $V_{пор}$ к постоянной величине $V_{скелета}$, а также гранулометрический состав и история формирования грунтов оснований.

Так изменение коэффициента пористости и показателя консистенции для супеси пылеватой ($E_{натурод.}=6,5,0-16,0$ МПа) при отношении $R_{0,1}/R_{1,1}=1,24 - 1,27$, $B/U=0,5$ через 28 суток после устройства инъекционного тела от его границы до величины $2R$ от инъекционного тела можно найти:

– в верхней части инъекционного тела по выражению:

$$\begin{aligned} e_{i,R} &= e_0 - 0,00053 \cdot |(R_i - 2R_1)|; \\ I_{i,R} &= I_0 + 0,7 \cdot \left[3 \cdot 10^{-6} \cdot (R_i - 2R_1)^2 + 0,0021 \cdot |(R_i - 2R_1)| \right]; \end{aligned} \quad (1)$$

– в средней части инъекционного тела:

$$\begin{aligned} e_{i,R} &= e_0 + 3 \cdot 10^{-6} \cdot (R_i - 2R_1)^2 - 0,0015 \cdot |(R_i - 2R_1)|; \\ I_{i,R} &= I_0 + 4 \cdot 10^{-6} \cdot (R_i - 2R_1)^2 + 0,0015 \cdot |(R_i - 2R_1)| \end{aligned} \quad (2)$$

– в уровне пяты инъекционного тела:

$$\begin{aligned} e_{i,R} &= e_0 - 3 \cdot 10^{-7} \cdot (R_i - 2R_1)^2 - 0,0005 \cdot |(R_i - 2R_1)|; \\ I_{i,R} &= I_0 + 5 \cdot 10^{-6} \cdot (R_i - 2R_1)^2 + 0,0013 \cdot |(R_i - 2R_1)| \end{aligned} \quad (3)$$

Для песка среднего (при $E_{натурод.}=10,0-16,0$ МПа; $R_{0,1}/R_{1,1}=1,19 - 1,23$; $B/U=0,5$) коэффициент пористости определяется:

– в верхней части инъекционного тела по выражению:

$$e_{i,R} = e_0 + 9 \cdot 10^{-7} \cdot (R_i - 2R_1)^2 - 0,0008 \cdot |(R_i - 2R_1)|; \quad (4)$$

– в средней части инъекционного тела:

$$e_{i,R} = e_0 - 9 \cdot 10^{-7} \cdot (R_i - 2R_1)^2 - 0,0003 \cdot |(R_i - 2R_1)|; \quad (5)$$

– в уровне пяты инъекционного тела:

$$e_{i,R} = e_0 - 1 \cdot 10^{-6} \cdot (R_i - 2R_1)^2 - 0,0002 \cdot |(R_i - 2R_1)|. \quad (6)$$

где:

$e_{i,R}$, $I_{i,R}$ – искомое значение коэффициента пористости и показателя консистенции грунта на расстоянии « $OR - 2R$ » от инъекционного тела;

e_0, I_0 – природное значение коэффициента пористости и показателя консистенции грунта;

R_I – радиус опрессованной скважины, мм;

$2R_I$ – зона влияния опрессовки грунта, мм;

R_i – расстояние, на котором определяется коэффициент пористости, мм.

Таким образом, зная начальные физические характеристики грунтов оснований и величину приращения диаметра скважины можно найти новый коэффициент пористости грунта на границе «свая-грунт» и табличным данным можно определить прочностные и деформационные характеристики уплотненного грунта.

А) При однослойном грунте оснований вдоль тела сваи учет изменчивости свойств грунта при определении несущей способности необходимо выполнять в следующей последовательности:

1. определяются начальные размеры (диаметр и длина скважин). Начальный объем скважины находится из выражения:

$$V_0 = \frac{\pi \cdot d_0^2}{4} \cdot L_0, \text{ м}^3 \quad (7)$$

2. задается необходимый диаметр сваи или размер корня анкера путем введения коэффициента:

$$K_d = \frac{d_\kappa}{d_0}. \quad (8)$$

При назначении коэффициента K_d следует учитывать природную плотность сложения окружающего грунта и длину или глубину расположения отрезка тампонирующей скважины. По выполненным нами исследованиям мы рекомендуем коэффициент K_d принимать не более 1,65.

3. определяется объем раствора (V_κ), необходимого для укладки в скважину при данном диаметре сваи с учетом опрессовки и уплотнения пяты сваи:

$$V_\kappa = \left(\frac{\pi \cdot d_\kappa^2}{4} \cdot L_\kappa \right) / K_n = \left(K_d^2 \cdot \frac{\pi \cdot d_0^2}{4} \cdot L_k \right) / K_n, \text{ м}^3, \quad (9)$$

где K_n – безразмерный коэффициент уменьшения объема зоны заделки. Определяется по [3] в зависимости от водоцементного отношения инъекционной смеси для фильтрующих грунтов и при использовании дренающих оболочек по таблице 1 [3]:

Таблица 1.

В/Ц	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60
K_n	0,70	0,66	0,62	0,59	0,55

– L_κ – конечная длина тела сваи или корня анкера, определяемая из выражения:

$$L_{\kappa} = L_0 + \frac{K_d \cdot d_0 - d_0}{2} \cdot K_E = L_0 + \frac{d_0}{2} \cdot (K_d - 1) \cdot K_E \quad (10)$$

- K_E – коэффициент влияния деформационных характеристик грунта, определяемый из отношения осредненных модулей деформации: осредненного модуля на высоту d_0 вверх от пяты сваи E_6 к осредненному модулю деформации грунта на глубину d_0 вниз от пяты сваи E_n . Принимается по таблице:

E_6/E_n	0,3	0,5	0,75	1,0	1,25	1,5
K_E	0,1	0,25	0,6	0,9	1,0	1,1

4. нагрузка, воспринимаемая пятой сваи, определяется по зависимости [3]:

$$F_{dv} = A \cdot R, \quad (11)$$

где A – площадь пяты сваи или уширение анкера с учетом опрессовки грунта (для анкера принимается активная площадь, передающая усилие на грунт лобовой поверхностью);

- R – сопротивление грунта под нижним концом сваи, МПа, определяемое в зависимости от глубины залегания пяты, гранулометрического состава грунта и коэффициента пористости уплотненного основания, показателе консистенции. Определяется по нормативным документам [3]. При этом характеристики грунта под пятой в пределах глубины d_0 можно определить по формулам 3 и 6.

5. нагрузка, воспринимаемая боковой поверхностью, определяется по зависимости [3]:

$$F_{dv} = u_{\kappa} \cdot \sum_{i=1}^n R_{fi} \cdot h_i, \quad (12)$$

где

- u_{κ} – периметр сваи или анкера, полученный путем опрессовки грунта;
 - h_i – толщина грунта, соприкасающаяся с боковой поверхностью ствола сваи или анкера.

- R_{fi} – расчетное сопротивление трению грунта на боковой поверхности сваи или анкера в пределах членения на i слоев, определяемая в зависимости от глубины расположения рассматриваемого слоя (для песчаных грунтов) и от показателя текучести (для глинистых грунтов).

Показатель текучести глинистых грунтов, коэффициенты пористости рекомендуем принимать по ф. 1, 2, 4, 5.

6. несущая способность сваи и анкера находится как сумма несущей способности по пяте и по боковой поверхности по существующим методикам.

Б) Определение несущей способности свай и анкеров в случае двух- и более слойного основания необходимо выполнять в следующей последовательности:

1. определяются начальные размеры (диаметр и длина скважин), находится объем скважины

2. определяется необходимый диаметр сваи или размер корня анкера путем введения осредненного коэффициента $K_{d,cp}$.

При определении коэффициента $K_{d,cp}$ необходимо учитывать, что в первую очередь происходит опрессовка грунта с меньшим модулем деформации.

3. после выравнивания значения модуля деформации вдоль тела сваи или анкера принимаем, что происходит плоско параллельное расширение скважины. Диаметры расширенных скважины принимаются за условные начальные диаметры d_{κ}^0 , относительно которых и происходит расширение скважины.

4. Для слоистого напластования грунтов оснований находим грунт с максимальным значением модуля деформации E_{max} . По табличным данным для слоев, обладающим модулем меньшим чем E_{max} находим значение коэффициента пористости при $E_i = E_{max}$.

5. находим величины диаметров скважины в различных слоях при равном модуле деформации грунтов, прорезаемых свайей.

6. определяется осредненный объем раствора ($V_{\kappa,cp}$), необходимого для заполнения буровой скважины с учетом опрессовки стенок скважины и уплотнения пяты сваи:

$$V_{\kappa} = \sum_{i=1}^n \left(\frac{\pi \cdot d_{\kappa,i}^2}{4} \cdot L_{\kappa,i} \right) / K_n = \sum_{i=1}^n \left(K_{d,i}^2 \cdot \frac{\pi \cdot d_{\kappa}^{0,2}}{4} \cdot L_i \right) / K_n, \text{ м}^3 \quad (13)$$

Методика определения лобового сопротивления с учетом изменчивости грунтов оснований идентична как для свай и анкеров при однослойном грунте основания и описана выше. Нагрузка, воспринимаемая боковой поверхностью, определяется как сумма вдоль всего тела сваи или анкера с учетом измененного (увеличенного) за счет опрессовки размера тела буринъекционной конструкции и уплотненного грунта вокруг инъекционного тела.

1. Прочностные и деформационные характеристики грунтов по данным динамического зондирования. Правила определения: ТКП 45–5.01–17–2006 (02250). – Введ. 03.03.2006. – Минск: Минстройархитектуры, 2006. – 20с. 2. Грунты. Метод ускоренного определения степени уплотнения динамическим зондированием: СТБ 1377–2003. Введ. 31.01.2003. – Минск: Минстройархитектуры, 2003. –14с. 3. Проектирование и устройство буринъекционных анкеров и свай: пособие П18–04 к СНБ 5.01.01–99 / М.И. Никитенко [и др.]; Минархстрой РБ. – Минск, 2004. – 79 с. 4. Игнатов С.Вл. Изменение характеристик грунтов вокруг заиньжецированных скважин при устройстве анкеров и свай / С.Вл. Игнатов // Збірник наукових праць «Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Ривне, 2012. – Вип. 23. – С. 578 – 585.