

Д. Н. КЛЕБАНЮК, П. С. ПОЙТА, П. В. ШВЕДОВСКИЙ

АНАЛИЗ ОСОБЕННОСТЕЙ ВЫБОРА ГЛУБИНЫ ПОГРУЖЕНИЯ ЗАБИВНЫХ СВАЙ С УЧЕТОМ СТОХАСТИЧЕСКОЙ ПРИРОДЫ НЕОДНОРОДНОСТИ ОСНОВАНИЙ

Неоднородность грунтового основания обуславливает практически для большинства объектов недопогружения свай до проектной отметки («свайный лес») и неоднородность их срубки, что в некоторой мере снижает эффективность применения свайных фундаментов.

Проведенные исследования показали, что сегодня не в полной мере используются такой резерв повышения их эффективности как совершенствование методики определения несущей способности свай на стадии проектирования, чему и посвящены данные исследования.

Как было отмечено в исследованиях [1, 2, 3] любые грунтовые основания являются стохастической средой с локальной неоднородностью грунтов. Отсюда, зависимость между прочностными характеристиками грунтов и несущей способностью сваи (R) имеет весьма приближенный характер, что определяет необходимость при расчете R использовать коэффициент вариации, полученный по данным зондирования

$$R = \bar{R} \left(1 - \frac{t_{\alpha} \cdot v_z}{\sqrt{n}} \right), \quad (1)$$

где \bar{R} – среднее частное значение несущей способности свай; n – количество испытанных свай; t_{α} – коэффициент Стьюдента; v_z – коэффициент вариации.

Однако такой подход дает удовлетворительные результаты только в относительно однородных грунтовых условиях, т.е. при $v_z < 0,3$. Исследования показали, что критерием экономической целесообразности погружения свай на одинаковую глубину может служить критерий, определяемый неравенством –

$$\frac{\bar{R}_0}{h} \cdot \frac{dh}{d\bar{R}} \geq v_0, \quad (2)$$

где \bar{R}_0 – среднее значение несущей способности свай на глубине h ; v_0 – коэффициент вариации, принимаемый в зависимости от вида ростверка и соотношения стоимостей забитой и недопогруженной частей сваи, и равный $v_0 = 0,6 \dots 0,8$.

Поэтому в сложных грунтовых условиях, отличающихся неоднородностью физико-механических свойств грунтов основания, на стадии проектирования практически невозможно обоснованно установить требуемые значения глубин погружения каждой сваи, а на стадии строительства – забить все сваи на проектную глубину [1].

Так как погружение свай возможно только до встречи с препятствиями, или грунтовой толщей, при достижении которой несущая способность сваи достигает расчетного значения, глубина погружения соответствует условиям расчетов по предельным осадкам, а препятствия в несущем слое распределены случайно, то и глубины погружения свай являются величинами случайными. Отсюда, рассматривая процесс прекращения погружения свай в грунт как случайный процесс, необходимо принять во внимание следующие предположения:

- $P_0(0) = 1$, т.е. свая не встречает препятствий на кровле несущего слоя;
- вероятность встретить препятствие на участке dz определяется зависимостью $P_1(z) = \lambda(z) \cdot dz$;
- вероятность встретить на участке dz более одного препятствия бесконечно мала по сравнению с $P_1(z)$, т.е. $P_n(z) = 0(dz)$, что и определяет общий вид дифференциального уравнения вероятности не встретить свай препятствия на глубине z –

$$\frac{dP_0(z)}{dz} + \lambda(z) \cdot P_0(z) = 0. \quad (3)$$

Для $P_0(0) = 1$ уравнение принимает вид

$$P_0(z) = \exp \left[- \int_0^z \lambda(z) \cdot dz \right], \quad (4)$$

т.е. если задана функция распределения препятствий $\lambda(z)$, то этим самым задаются и вероятности $P_0(z)$ и $P_1(z)$.

Соответственно вероятность встретить препятствие –

$$P_1(z) = 1 - P_0(z). \quad (5)$$

Учитывая реальность грунтовых и инженерно-геологических условий, определяющих следующие ограничения

$$\left. \begin{aligned} P_0 = 1 \text{ и } P_1 = 0 \text{ при } x = 0; \\ P_0 = 1 \text{ и } P_1 = 1 \text{ при } x = 1, \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

где x – относительная координата ($0 \leq x \leq 1$) и $x = \frac{z}{b}$, а также обязательность достижения сваей расчетной несущей способности в пределах несущего слоя [4], после соответствующих преобразований, получаем –

$$\left. \begin{aligned} P_0 = (1-x)^\alpha; \\ P_1 = 1 - (1-x)^\alpha \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

где α – статистический параметр, характеризующий грунтовые и инженерно-геологические условия; b – глубина погружения сваи в несущий слой.

Плотность вероятности встретить препятствие сваей определится зависимостью [5]

$$d(x, \alpha) = \frac{\alpha}{1} (1-x)^{\alpha-1}. \quad (8)$$

Тогда соответственно при равномерном распределении препятствий ($\alpha=1$) вероятность опишется зависимостью –

$$q(b, \alpha) = \frac{\alpha}{1} (1-x)^{\alpha-1}. \quad (9)$$

При $\alpha > 1$ распределение вероятностей представляет собой убывающую функцию с максимумом $q(0, 1)=1$ и минимумом $q(1, 1)=0$. Это соответствует ситуации, когда наибольшее число свай встречают препятствия вблизи кровли несущего слоя и лишь немногие из них проникнут в зону вблизи его подошвы.

При $0 < \alpha < 1$ кривая плотности распределения растет от 1 до бесконечности при приближении к подошве несущего слоя. Это соответствует случаю, когда большинство свай встретят препятствия вблизи подошвы несущего слоя.

Среднее значение глубины погружения свай определяется интегралом

$$\bar{x}(1, \alpha) = \alpha \int_0^1 x (1-x)^{\alpha-1} dx. \quad (10)$$

Интегрируя выражение, имеем:

$$\bar{x}(1, \alpha) = \frac{1}{\alpha+1}; \quad \bar{z}(b, \alpha) = \frac{b}{\alpha+1}, \quad (\alpha > 0). \quad (11)$$

Несколько по-другому будут описываться функции интенсивности распределения препятствий $\lambda(x, \mu)$ вероятность встречи сваи с препятствием $P_0(x, \mu)$ и $P_1(x, \mu)$ и плотность вероятности встречи $q(x, \mu)$ для

такого случая неоднородности грунтового основания, когда большинство свай встречает препятствия в средней части несущего слоя [6]:

$$\left. \begin{aligned} \lambda(x, \mu) &= \frac{\mu \cdot x}{1-x}, \mu > 0; \\ P_0(x, \mu) &= (1-x)^\mu \cdot \exp[\mu x]; \\ P_1(x, \mu) &= 1 - (1-x)^\mu \cdot \exp[\mu x]; \\ q(x, \mu) &= \mu x (1-x)^{\mu-1} \cdot \exp[\mu x]. \end{aligned} \right\} \quad (12)$$

Соответственно при $\mu=1$, функция плотности вероятностей возрастает от нуля до $q(l, 1)=e$. При $\mu \geq 1$ она равна нулю на концах интервала и имеет максимум в точке

$$x_\mu = \frac{1}{\sqrt{\mu}} (\mu > 1); \quad z_\mu = \frac{b}{\sqrt{\mu}}. \quad (13)$$

При $l > \mu > 0$ функция плотности вероятностей возрастает от нуля до бесконечности в конце интервала. Среднее значение глубины погружения свай определяется интегралом

$$\bar{x}(1, \mu) = \int_0^1 (1-x)^{\mu-1} \cdot x \cdot e^{\mu x} dx \quad (14)$$

с решением –

$$\bar{x}(1, \mu) = \int_0^1 (1-x)^\mu e^{\mu x} dx. \quad (15)$$

Выразив его через неполную гамма-функцию имеем:

$$\bar{x}(1, \mu) = 1 + \frac{e^\mu}{\mu^{\mu+1}} \cdot \gamma(\mu+1, \mu), \quad (16)$$

где $\gamma(\mu+1, \mu)$ – неполная гамма-функция, вычисляемая с помощью ряда

$$\gamma(\mu+1, \mu) = \mu^{\mu+1} \sum_{K=0}^{\infty} \frac{(-\mu)^K}{K! (\mu+1+K)}. \quad (17)$$

Не менее часто встречаемым в строительной практике является случай, когда нижняя граница условно несущего слоя значительно удалена от поверхности земли, т.е. грунтовый массив сложен слабыми грунтами. Тогда соответственно расчетные зависимости вероятностей и функции плотностей при конструктивно заданной максимальной глубине погружения свай (8) принимают вид:

$$\left. \begin{aligned} P_0(z, \lambda) &= \exp\left(-\frac{\lambda z^2}{2}\right); \\ P_1(z, \lambda) &= 1 - \exp\left(-\frac{\lambda z^2}{2}\right); \\ q(z, \lambda) &= \lambda z \cdot \exp\left(-\frac{\lambda z^2}{2}\right). \end{aligned} \right\} \quad (18)$$

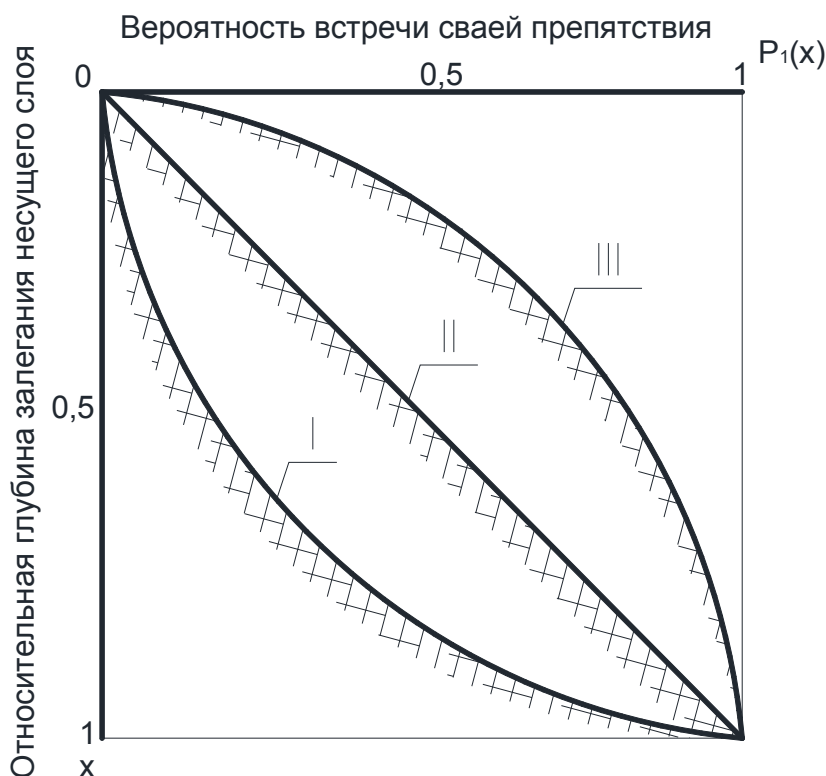
Среднее значение глубины погружения свай на интервале $0 \leq z \leq b$ будет равным

$$\bar{z} = \frac{\sqrt{\pi}}{\lambda} \operatorname{erf}\left(\frac{b}{\lambda}\right) - b \cdot \exp\left(-\frac{\lambda b^2}{2}\right), \quad (19)$$

где $erf(z)$ – интеграл вероятностей и

$$erf(z) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^z \exp(-t^2) \cdot dt. \quad (20)$$

Выявленные особенности процесса погружения свай позволяет все многообразие грунтовых и инженерно-геологических условий любой строительной площадки, с точки зрения неоднородности условий и процессов, можно свести к трем типам (рисунок 1). Фактически данный график в соответствии с определением препятствия представляет собой кривые глубины равных сопротивлений свай по грунту, где $P_1(x)$ – вероятность встретить свайе препятствие и $P_1(x) = N_1/N$, где N_1 – число свай, встретивших препятствие, N – число свай в фундаменте, а x – относительная глубина залегания несущего слоя и $x = z/b$, где b – заглубление свай в несущий слой, т.е.



тип I – $P_1(x, \alpha > 1)$; тип II – $P_1(x, \alpha = 1)$, $q(x, \alpha) = const$; тип III – $P_1(x, \alpha < 1)$

Рисунок 1 – Характерные типы грунтовых и инженерно – геологических условий с точки зрения неоднородности условий и процессов погружения свай:

Отсюда следует, что наиболее эффективным в фундаментостроении при проектировании свайных фундаментов в условиях неоднородных грунтовых оснований являются вероятностные модели с несущим слоем конечной глубины с численной характеристикой неоднородности грунтов в виде параметра неоднородности (A), определяющего размах интервала изменения глубины заложения середины этого интервала от планировочной поверхности [6, 7] и

$$A = \frac{b}{\bar{h}_0}, \quad (21)$$

где b – мощность несущего слоя, м; \bar{h}_0 – средняя глубина погружения свай, м.

Так как вероятностные закономерности устойчивы лишь при достаточно большом количестве свай, то при проектировании свайных фундаментов все принимаемые решения должны относиться не к отдельной свае, а к свайному фундаменту по оси или свайному полю в целом.

Heterogeneity subgrade causes virtually most of the objects are not piling up to the design level («pile Forest») and the heterogeneity of their felling, which to some extent reduces the efficiency of the use of pile foundations.

Studies have shown that today is not fully used this reserve to improve their effectiveness as improved methods for determining the bearing capacity of piles in the design stage, which are devoted to research data.

Список литературы

1. Абрамов, В.Е. Теоретические основы устройства свайных фундаментов на неоднородном грунтовом основании / В.Е. Абрамов // ДальНИИС, Владивосток, 1998. – 316 с.
2. Михеев, В.В. Статистически вероятностный подход к оценке свойств грунтового массива / В.В. Михеев, И.В. Шитова // Тр. НИИОПС им. Н.М. Герсеванова, вып. 71, М., Стройиздат, 1980. – С. 18 – 24.
3. Рац, М.В. Неоднородность горных пород и их физических свойств / М.В. Рац // М., Наука, М. 1968. – 374 с.
4. Бартоломей, А.А. Определение зон деформаций, возникающих в грунте от забивки свай / А.А. Бартоломей, Н.Е. Рукавишников // Сб. Основания и фундаменты, Пермь, ППИ, 1984. – С. 46 – 54.
5. Комаров, И.С. Многомерный статический анализ в инженерной геологии / И.С. Комаров, А.П. Бабенышев // М., Недра, 1976. – 208 с.
6. Руппейнет, К.В. Вероятностные методы оценки прочности и деформируемости горных пород / К.В. Руппейнет // М., Стройиздат, 1964. – 316 с.
7. Тихонов, В.И. Выбросы случайных процессов / В.И. Тихонов // М., Наука, 1970. – 218 с.

УДК 624.012.45

А. А. КОВАЛЕНКО

ОСОБЕННОСТИ ПОПЕРЕЧНОГО АРМИРОВАНИЯ СБОРНО-МОНОЛИТНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПЕРЕКРЫТИЯ СЕРИИ Б.1.146.1-1.02 В.1.

Представлены результаты испытаний на прочность, жёсткость и трещиностойкость железобетонных балок с различными видами поперечного армирования.

Применение составных сборно-монолитных конструкций является актуальным как в новом малозэтажном строительстве, так и при замене перекрытий в стеснённых условиях. Использование таких конструкций перекрытия при этом позволяет значительно снизить стоимость строительства, исключив использование крупных грузоподъёмных машин и механизмов.

Наиболее известные в Беларуси и странах СНГ европейские и отечественные технологии строительства с применением часторебристых сборно-монолитных перекрытий: польские перекрытия «Stropex» [1]; белорусские перекрытия серии Б.1.146.1-1.02 в.1. («ДАХ»), разработанные в Полоцком государственном университете [2, 3], российские сборно-монолитные перекрытия «Марко» [4] и другие.

Экспериментально-теоретические исследования сборно-монолитных конструкций проводятся во многих европейских странах и в странах СНГ – Россия, Беларусь, Украина и др. Во всех указанных системах перекрытия достаточно детально проработаны конструктивные элементы, исследована прочность, трещиностойкость, жёсткость конструкции в целом. Это, несомненно, свидетельствует об актуальности конструкций такого типа. Однако остаются неясными вопросы о влиянии начального напряжённо деформированного состояния, вызванного усадкой бетона монолитной части конструкции на работу всей системы вплоть до разрушения. Помимо этого, в усиленных конструкциях также возникает вопрос о влиянии нагрузки до усиления на прочность конструкции. В Полоцком государственном университете также на протяжении 20 лет проводятся работы по исследованию сборно-монолитных систем такими сотрудниками кафедры «Строительные конструкции» как к.т.н. Гринёв В.Д., к.т.н. Кремнёва Е.Г. [5], д.т.н. Лазовский Д.Н. [6], к.т.н. Попков Ю.В. и др. В лаборатории кафедры проведены многочисленные экспериментальные исследования сборно-монолитных конструкций на примере плит перекрытия серии Б.1.146.1 – 1.02 в.1. («ДАХ»).

Конструкция сборно-монолитного перекрытия серии Б.1.146.1-1.02 в.1 (рис. 1) состоит из:

1) Сборных железобетонных балок, выполненных из арматурных пространственных каркасов треугольной формы, поперечная арматура которых образована непрерывными раскосами под углом 45° и соединена с продольными стержнями при помощи контактно-точечной сварки. Каркасы основаниями по всей длине замоноличены в бетонном брусе толщиной 40 мм.

2) Пустотелых блоков либо пенополистирольных вкладышей.