

Богаченков А.Г., Салин Ю.В

РАСЧЕТ ПРЕДЕЛЬНОГО СОПРОТИВЛЕНИЯ СВАИ ПО РЕЗУЛЬТАТАМ
ДИНАМИЧЕСКИХ ИСПЫТАНИЙ ПО МЕТОДИКЕ «РОПАТ»

Обширная статистика, накопленная специалистами РОПАТ, свидетельствует о том, что рекомендуемые нормативными документами методики расчета предельного сопротивления сваи (ПСС) (**СНиП 2.02.03-85** [1] и его многочисленные переиздания) дают слишком большую погрешность: до 70% в сторону занижения, при этом отечественные нормативы вообще не оперируют таким понятием как «сваебойный гидромолот», хотя, в практике строительства данные машины применяются с 80-х годов прошлого века.

РОПАТ в 2006 г. предложил методику расчета ПСС, основываясь на численном моделировании процесса погружения сваи - в полном соответствии с указанием **СНиП 2.02.03-85** – *«Частные значения предельного сопротивления при динамических испытаниях железобетонных свай длиной свыше 20 м, а также стальных свай любой длины по измеренным остаточным и упругим отказам при их погружении молотами следует определять с помощью компьютерных программ, методы расчета забивки свай в которых основаны на волновой теории удара»*. СНиП, однако, не указывает, где пользователю взять подобные программы и как ими корректно воспользоваться.

На наш взгляд, помимо сложных компьютерных программ, позволяющих с высокой точностью определять ПСС, имеют право на существование и аналитические методы, подобные тем, что приводятся в действующих СНиПах, но они должны учитывать современные представления о физике процесса погружения сваи, учитывать волновую природу данных процессов.

Ниже приводится такая методика (с пояснениями по ее выводу), разработанная для линейки молотов РОПАТ. Начиная с 2015 г., РОПАТ выключает ее как приложение во все РЭ и предлагает воспользоваться ею как производителям работ, так и проектировщикам, с учетом накапливаемой статистики, указанная методика постоянно совершенствуется.

Напомним некоторые общеизвестные положения:

Грунт обладает упругими свойствами, то есть для внедрения сваи в грунт (формирования остаточного отказа) необходимо преодолеть упругую деформацию грунта как под острием, так и на боковой поверхности сваи - сила сопротивления внедрению, соответствующая предельной упругой деформации грунта и есть статическое предельное сопротивление сваи (принятое в СНиПе обозначение - F_u). Движение сваи вне упругой области – в пластической зоне деформации грунта – характеризуются постоянным значением F_u , однако, поскольку грунт обладает вязкими свойствами, сила сопротивления движению сваи зависит от ее скорости, сила сопротивления всегда будет больше предельного статического сопротивления сваи, причем тем больше, чем выше скорость ее движения. Вязкоупругопластические потери энергии в грунте являются основными при ударном погружении свай.

Предварительно проанализируем приводимые в СНиПе формулы для расчета ПСС железобетонных висячих свай – таковых две, формула Герсеванова (для случая остаточного отказа более 2 мм) и формула Бахолдина (для отказа менее 2 мм). Оба выражения являются решениями уравнения энергобаланса для системы ударная масса – свая – грунт:

Уравнение Герсеванова:

$$\frac{F_u^2}{\eta A} S_a + F_u S_a = \frac{m_1 + \varepsilon^2 (m_2 + m_3)}{m_1 + m_2 + m_3} E_d, \quad (1)$$

Уравнение Бахолдина:

$$\frac{F_u^2 \theta}{2} (S_a + S_{el}) + F_u (S_a + \frac{S_{el}}{2}) = \frac{m_4}{m_4 + m_2} E_d, \quad (2)$$

где

$$\theta = \frac{1}{4} \left(\frac{n_p}{A} + \frac{n_f}{A_f} \right) \frac{m_4}{m_4 + m_2} \sqrt{2g(H-h)},$$

обозначения параметров в выражениях (1) и (2) соответствуют **СНиП 2.02.03-85**.

В обеих формулах правая часть есть доля кинетической энергии удара молота (E_d), переданная свае, причем определяется она на основе законов сохранения энергии и импульса участвующих в соударении масс, в (1) удар считается частично упругим (вводится коэффициент восстановления), в (2) - абсолютно неупругим. Заметим, что в первых редакциях выражения (1), в качестве m_1 принималась ударная часть молота, в ныне действующем СНиПе – полная масса молота, что, при прочих равных, обуславливает увеличение переданной свае энергии, однако, аргументация такого подхода непонятна.

Левая часть выражений (1) и (2) есть работа по перемещению сваи в грунте, сила сопротивления ее движению включает статическую F_u и

динамическую $\frac{F_u^2 \theta}{2}$; $\frac{F_u^2}{\eta A}$ составляющие. Свая рассматривается как

сосредоточенная масса, в любой момент времени скорость движения всех ее точек одинакова. Поскольку начальная и конечная скорости сваи равны нулю, то линеаризованная диаграмма работы в координатах сила – перемещение состоит из прямоугольника высотой F_u и треугольника

высотой $F_u^2 \theta$ (или $\frac{2F_u^2}{\eta A}$) и основанием S (см. рис.1), причем в (1)

учитывается только остаточный отказ, в (2) – также и упругий отказ грунта и сваи.

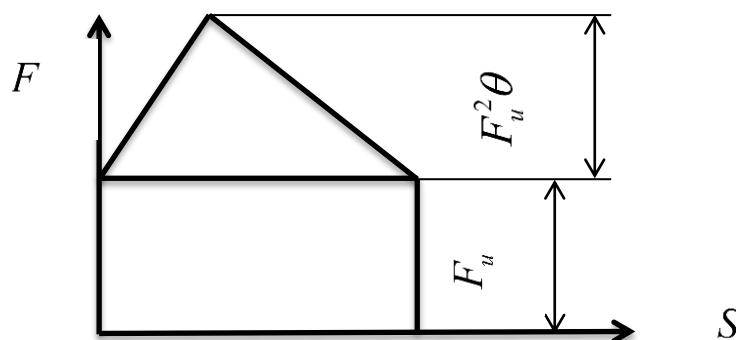


Рис.1 Линеаризованная диаграмма сила-перемещение сваи

Примечательно, что выражение (1) было предложено гораздо раньше, чем (2) – уравнению Герсеванова без малого 100 лет. За столь длительный период его практического применения, неоспоримо установлен следующий факт: **динамическая (вязкая) сила сопротивления движению сваи пропорционально квадрату ее статического предельного сопротивления.**

Данное положение обосновано теоретически и подтверждено экспериментально Б.В.Бахолдиным [2]. Его гипотеза заключалась в том, что сила динамического сопротивления грунта зависит как от скорости движения сваи, так и от физико-механических характеристик самого грунта.

В частности, он предложил учитывать зависимость динамического удельного сопротивления от статического в виде:

$$p_{din} = p(1 + n \cdot u \cdot p) ; \quad (3)$$

где p_{din} ; p - динамическое и статическое сопротивления грунта, лобовое или боковое, имеющие размерность давления, зависящее от физико-механических свойств грунта и глубины его залегания,

u - скорость движения элемента сваи, испытывающего указанное сопротивление,

n - коэффициент перехода от статического сопротивления к динамическому (фактически, некий коэффициент вязкости), в системе СИ данный коэффициент имеет размерность (**секунда метр/ньютон**), соответственно член в скобках выражения (3) является безразмерным.

Исследованиями Б.В.Бахолдина установлено, что значения коэффициентов n (лобового и бокового) являются практически константами, независимыми от свойств грунтов и глубины расположения, в **СНиП 2.02.03-85** приводятся их значения: под нижним концом сваи (лобовой)

$$n_p = 25 \cdot 10^{-8} (c \cdot м / Н), \quad \text{на боковой поверхности сваи}$$
$$n_f = 25 \cdot 10^{-6} (c \cdot м / Н).$$

На основании (3) можно получить выражение для динамической мгновенной (при некоторой скорости u) силы сопротивления сваи. Рассмотрим наиболее наглядный пример: пусть боковое сопротивление пренебрежимо мало, тогда p_{din} есть только лобовое сопротивление. Поскольку статическое сопротивление грунта $p = F / A$, где F - статическая сила сопротивления, A - площадь, ограниченная контуром сечения сваи, то динамическая сила сопротивления сваи:

$$F_{din} = F(1 + Fn_p u / A) = F + F^2 n_p u / A. \quad (4)$$

Аналогичное выражение можно получить и для динамической боковой силы, а для представления суммарной динамической силы, необходимо задать какое-либо соотношение между статической боковой и лобовой силами: например, Б.В.Бахолдин, рассматривая железобетонные призматические висячие сваи, принимает положение о равенстве лобовой и боковой сил, на основе данного допущения им получено выражение для коэффициента θ в выражении (2).

Воспроизведем здесь выводы Б.В.Бахолдина, распространив их на более общий случай: пусть статическое лобовое сопротивление составит $F_t = \gamma F_u$; соответственно статическое боковое - $F_s = (1 - \gamma) F_u$; полное динамическое сопротивление тогда запишется как

$$F_u^2 \theta = F_u^2 u \left(\frac{\gamma^2 n_p}{A} + \frac{(\gamma - 1)^2 n_f}{A_f} \right); \text{ при этом, согласно (2), скорость сваи } u$$

определяется на основании закона сохранения импульса как

$$u = \frac{m_4}{m_4 + m_2} \sqrt{2g(H - h)}, \text{ где выражение под радикалом является}$$

предударной скоростью ударной массы. Очевидно, что (2) является решением при $\gamma = 0,5$. Вопрос о выборе коэффициента γ рассмотрим

ниже, применительно к разным типам свай, на данном этапе запишем выражение для динамической силы более компактно, учитывая что $n_f =$

$100n_p$:

$$F_{din} = F_u + \frac{F_u^2 n_p u}{A \lambda}; \quad (5)$$

где $\lambda = \frac{1}{\gamma^2 + 100(1 - \gamma)^2 \frac{A}{A_f}}$ - безразмерный коэффициент, такое его

представление удобно для последующего анализа.

Важно отметить, что в любом случае, скорость, входящая в выражение (5), не является постоянной величиной ни по времени, ни по длине сваи, соответственно, второе слагаемое в (5) (динамическая составляющая сопротивления) также непостоянно, можно говорить только о некотором мгновенном или среднем ее значении. В рассмотренном примере (формула (2)), считается, что таковой является одинаковая для ударной массы и сваи скорость после их ударного взаимодействия.

Для анализа сложных динамических процессов, имеющих место при ударном погружении свай, воспользуемся математическим моделированием указанных процессов с применением волновой теории удара и вязкоупругопластической модели грунта. Данная модель разработана фирмой РОПАТ и является аналогом, по нашему мнению, ничем не уступающим таким известным программным продуктам, как AreWave [3] и INCWAVE [4]. Расчетная схема соответствует конструктиву молота «РОПАТ», изображенному на рис.2.

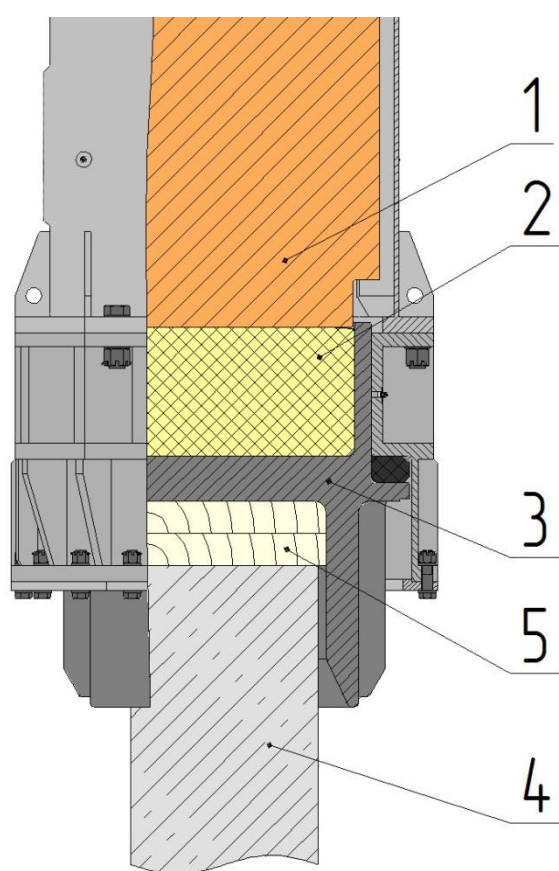


Рис.2 Схема ударного узла молота «РОПАТ»

Ударная масса 1 наносит удар по свае через амортизатор 2 по наголовнику 3, опирающемуся на сваю 4, погруженную в грунт, через прокладку 5 (для железобетонной сваи).

Моделируется удар, наносимый ударной массой молота РОПАТ МГ5к (5,4 т) с начальной скоростью 4,5 м/с, свая железобетонная длиной 16м с ребром 35 см, заглублена на 15,5 м в твердый суглинок. ПСС

сваи 1940 кН (194 тс, из которых 125 тс – боковое сопротивление, 69 тс –

лобовое сопротивление, $\gamma = 0,36$). Остаточный отказ 5,2 мм.

Временные зависимости усилий, скоростей и перемещений элементов молота и сваи представлены на рис.3.

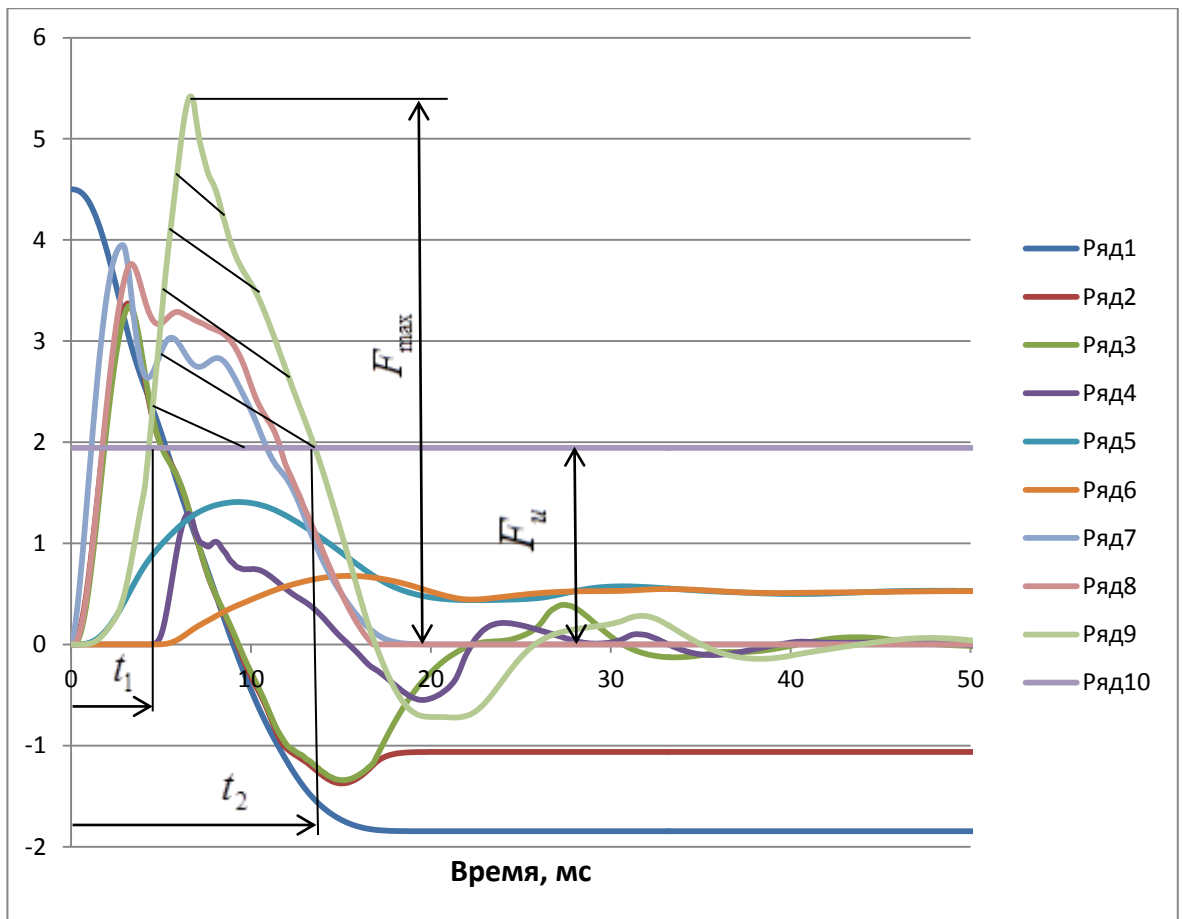


Рис.3 Зависимости усилий, скоростей и перемещений элементов молота и сваи во времени

На рис.3 – 1, 2, 3 и 4 ряды – соответственно скорости ударной массы, наголовника, головы сваи и ее конца (м/с), 5 и 6 ряды – перемещение головы сваи и ее конца (см), 7 и 8 ряды – усилие в амортизаторе и голове сваи (мН), 9 ряд – суммарное, включая лобовое и боковое, сопротивление движению сваи (мН), 10 ряд – статическое сопротивление сваи - F_u (мН).

Движение конца сваи с одновременным воздействием лобового сопротивления начинается по мере достижения волной деформации (распространяется со скоростью звука материала сваи) нижнего торца сваи, к этому моменту элементы сваи движутся с разными скоростями, испытывая боковое сопротивление грунта. Суммарное динамическое сопротивление достигает максимального значения по мере преодоления упругой

деформации грунта под нижним концом сваи, в рассматриваемом примере, динамическая составляющая сопротивления превосходит статическую. К моменту остановки нижнего торца сваи, верхняя, свободная часть сваи имеет отрицательную скорость, обратимая упругая деформация сваи восстанавливается вследствие пробегания волны, «отраженной» от нижнего торца, в обратном направлении. После остановки нижнего торца сваи, упругая деформация грунта частично восстанавливается, вследствие чего наблюдаются «отпор» сваи (движение торца сваи с отрицательной скоростью) и последующий затухающий колебательный процесс, приводящий к равновесию сваи.

Выделим на диаграмме площадку, ограниченную предельным сопротивлением сваи F_u и кривой суммарного динамического сопротивления сваи $F_u + F_u^2 n_p u(t) / (\lambda A)$, абсциссы точек пересечения указанных прямой и кривой примерно соответствуют началу движения нижнего торца сваи t_1 и временем окончания его движения t_2 .

Очевидно, что заштрихованная площадь указанного элемента есть интеграл:

$$I = \int_{t_1}^{t_2} F_u^2 n_p u(t) dt / (\lambda A) , \quad (6)$$

имеющий размерность импульса силы, а поскольку

$$S_0 = \int_{t_1}^{t_2} u(t) dt ,$$

то указанный импульс равен:

$$I_1 = \frac{F_u^2 n_p S_0}{\lambda A} , \quad (7)$$

где S_0 - максимальное перемещение нижнего торца сваи, несколько превышающее остаточный отказ S_a - на величину результирующей упругой

деформации грунта. Данная упругая деформация связана с так называемой предельной упругой деформацией грунта – параметром, зависящим от свойств грунта и геометрии сваи. Так, в рассматриваемом примере, значение предельной упругой деформации q_w составляет порядка 2,5 мм как на боковой поверхности, так и на торце сваи, $S_0 = S_a + \psi q_w$, причем коэффициент ψ может быть и больше, и меньше единицы, в зависимости от геометрических особенностей сваи и соотношения бокового и лобового сопротивлений. Из рис.4 видно, что при $S_a = 5,2$ мм, $S_0 = 6,8$ мм, то есть $\psi = 0,64$. На рис.4 второй ряд – результирующая сопротивления движению сваи (тс), первый ряд – статическое сопротивление сваи F_u (т).

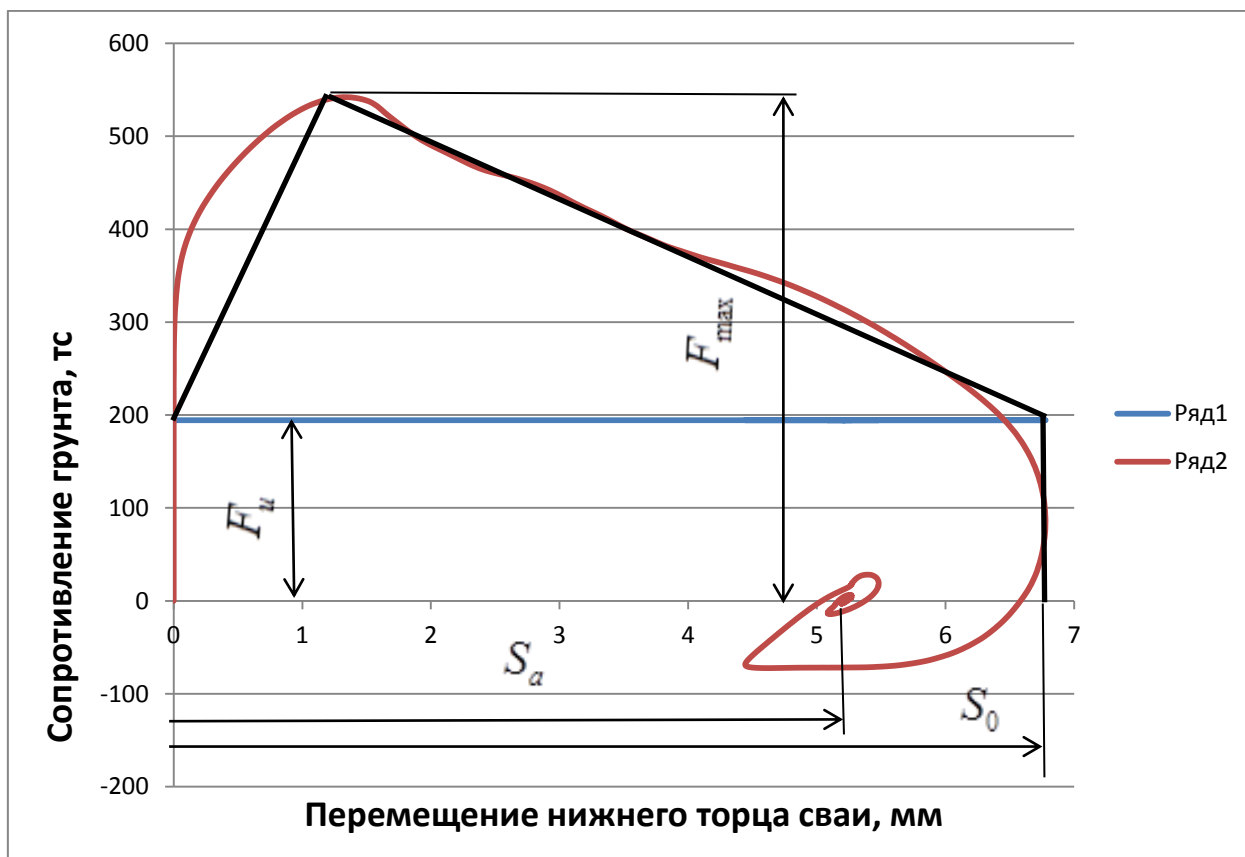


Рис.4 Сопротивление движению сваи в функции перемещения ее нижнего торца.

На основании закона сохранения импульса, все импульсы, отображенные на рис.3 – усилия в амортизаторе, усилия в голове сваи, силы сопротивления движению сваи – должны быть равны между собой и составлять величину:

$$I_0 = m \cdot u_0 + I_r = m \cdot u_0(1 + k_r), \quad (8)$$

где m - масса ударной части молота, u_0 - предударная скорость ударной массы, I_r - импульс отскока, представляющий собой импульс ударной массы и наголовника после ударного взаимодействия со сваем, k_r - коэффициент отскока, зависящий как от силы сопротивления движению сваи, так и от коэффициентов восстановления амортизатора и прокладки, а также внутренних потерь в свае. На практике значения k_r составляют диапазон 0,0...0,6.

Очевидно, что I_1 - импульс динамической составляющей сопротивления движению сваи - является частью импульса I_0 . Если, упрощая, представить указанные импульсы как площади треугольников и считать эти треугольники подобными (рис.3), то:

$$\frac{F_{\max} - F_u}{F_{\max}} = \sqrt{\frac{I_1}{I_0}} = F_u \sqrt{\frac{n_p S_0}{A \lambda (1 + k_r)}}, \quad (9)$$

где F_{\max} - максимальное значение силы сопротивления сваи, может быть выражено на основании уравнения энергоданса:

$$\frac{(F_u + F_{\max})}{2} S_0 = (1 - \varphi - k_r^2) E_d. \quad (10)$$

Выражение (10) эквивалентно выражению (1) с той разницей, что вместо остаточного отката в качестве перемещения используется максимальное перемещение торца сваи (рис.4 иллюстрирует корректность такого подхода,

отрицательная работа обратимой упругой деформации грунта частично компенсируется вязкими потерями), а коэффициент потерь энергии, несвязанных с грунтом (φ), считаем независимым от соотношения масс, участвующих в ударе, полагая его известным. Коэффициент φ в основном зависит от свойств амортизирующих элементов, их коэффициентов восстановления. Отметим, что энергия отскока также является потерянной по отношению к работе по перемещению свай, однако, она может быть использована для осуществления холостого хода ударной массы молота.

Решая совместно (9) и (10) получим:

$$\eta_0 = (1 - \varphi - k_r^2) + 2\sqrt{\frac{\lambda(1 + k_r)}{\xi_0}} - \sqrt{(1 - \varphi - k_r^2)^2 + 4\frac{\lambda(1 + k_r)}{\xi_0}}, \quad (11)$$

где $\xi_0 = \frac{m u_0^3 n_p}{A S_0}$, $\eta_0 = \frac{F_u S_0}{E_d}$ – данный параметр можно назвать КПД удара по максимальной деформации грунта.

Проследим влияние параметра ξ_0 на КПД удара при разных значениях потерь энергии, несвязанных с грунтом. На рис.5 представлены зависимости $\eta_0 = f(\xi_0)$ при $\varphi = 0$ (первый ряд) и $\varphi = 0,5$ (второй ряд) при нулевом коэффициенте отскока и значении $\lambda = 1$. Значение потерь (второй ряд) намеренно завышено для удобства сравнения – при применении пластикового амортизатора, для железобетонных свай, указанные потери согласно нашим данным, не превышают 15-20%, для стальных труб – 5-10%. Безразмерный параметр ξ_0 на практике при испытаниях свай составляет величину от нескольких десятков до тысяч единиц.

При отсутствии каких-либо потерь энергии при соударении масс и стремлении к нулю сопротивления, перемещение сваи S_0 стремится к бесконечности. Теоретический предел КПД для данного случая равен единице, если же потери энергии при соударении составляют 50%, то и КПД равен 0,5. Однако, с увеличением ξ_0 (уменьшением S_0 и ростом сопротивления грунта), при общем уменьшении КПД, кривые первого и второго ряда сближаются, при $\xi_0 = 150$ значение КПД у них отличается на 8%,

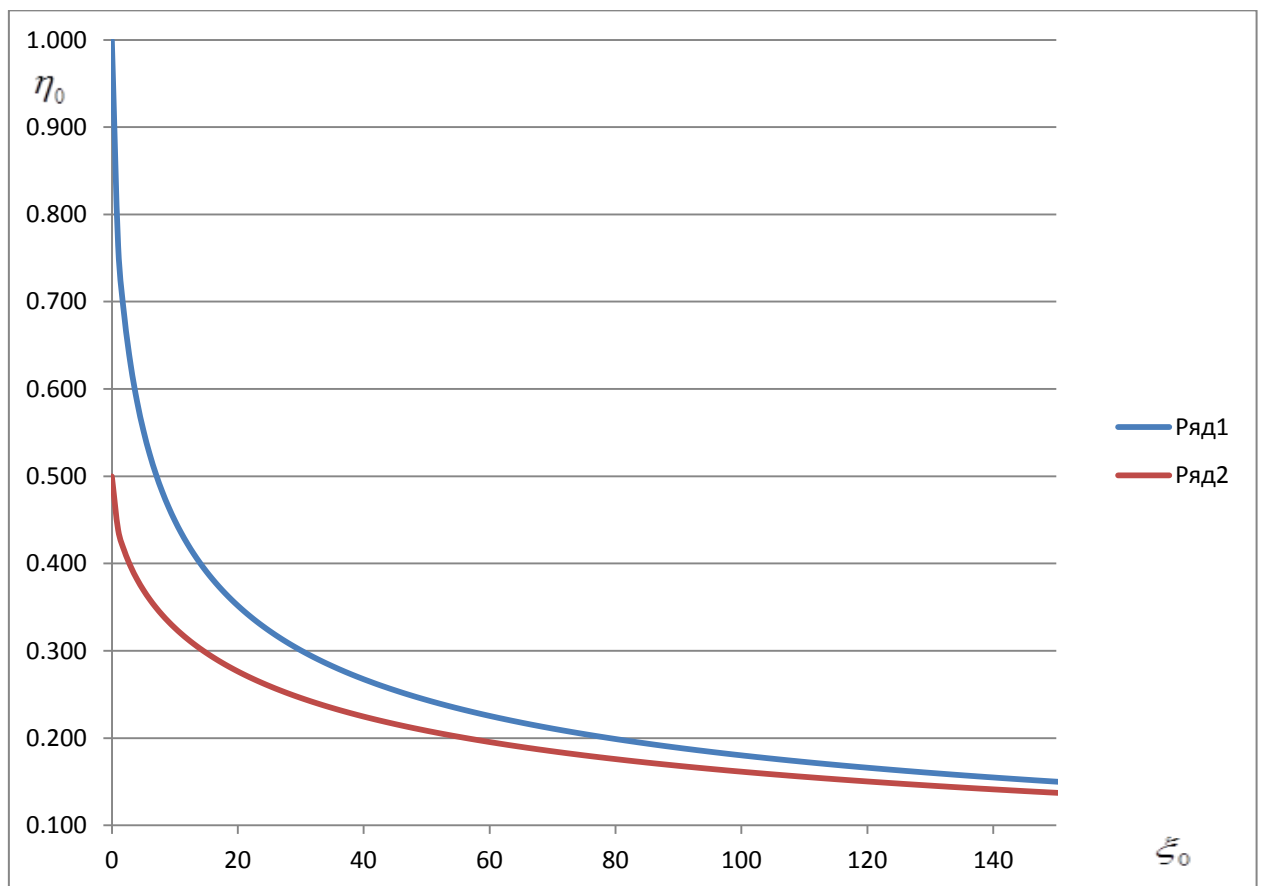


Рис.5 Зависимость КПД удара от безразмерного параметра ξ_0

то есть влияние потерь энергии ударного взаимодействия на КПД уменьшается.

Объяснение приведенного выше результата следующее: система ударная масса – шабот - свая не является изолированной, за время их ударного взаимодействия на сваю действует сила сопротивления грунта и совершается основная часть перемещения сваи. Потеря же энергии в амортизаторе, прокладке (для железобетонной сваи), происходит преимущественно при разгрузке, гистерезисные потери в свае определяются колебательным процессом, который подавляется внешним сопротивлением грунта. Корректное применение законов сохранения энергии и импульса с использованием некоего коэффициента восстановления, приводящее к зависимостям вида (1) или (2), где энергия, переданная свае, зависит от соотношения ударной массы и массы сваи, возможно только для изолированной (консервативной) системы, то есть при отсутствии внешних сил. Разумеется, связь между энергией, переданной свае, и соотношением участвующих в ударе масс существует и для неизолированной системы, но она, как следует из рис.5, гораздо слабее, чем отраженная в формулах (1) и (2). В случае расчета ПСС по предлагаемой формуле (11), предположительно, ее можно учесть подбором осредненных коэффициентов отскока и потерь энергии в амортизаторе.

Выражение (11), представляющее собой трехчлен, неудобно для практического использования: в частности, необходимо путем численного и натурного моделирования установить несколько эмпирических коэффициентов, что усложняет процесс получения корректной формулы.

Заметим, что выражение (11) в практически значимом интервале

$\xi_0 = 20 \dots 200$ хорошо аппроксимируется степенной функцией: на рис.6 представлены те же, что и на рис.5 зависимости в указанном интервале с наложением соответствующих степенных функций.

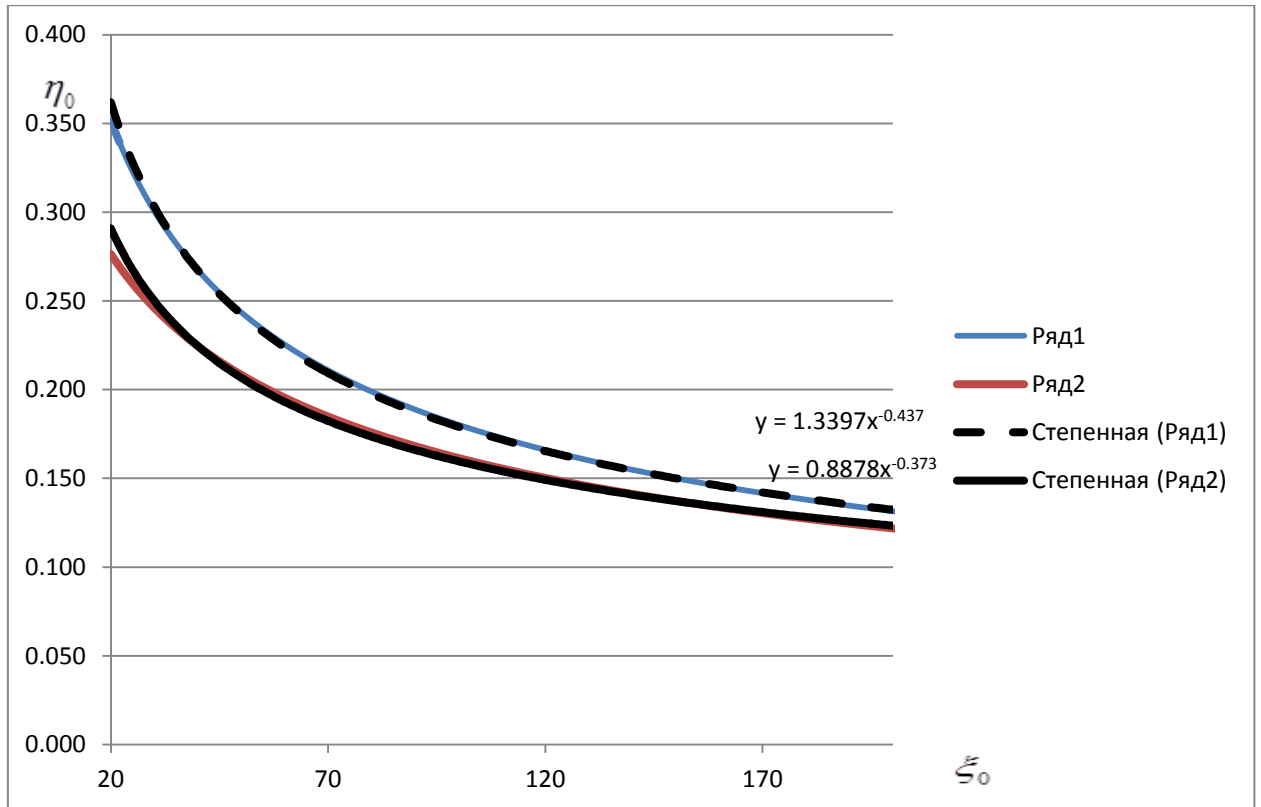


Рис.6 Аппроксимация зависимостей для КПД удара степенными функциями

Интересно, что к указанному выводу – степенной зависимости КПД от параметра ξ_0 - можно прийти совершенно иным путем, рассуждая следующим образом: КПД удара будет тем больше, чем меньше I_1/I_0 - доля импульса динамической составляющей сопротивления движению сваи по отношению к ударному импульсу. Если предположить существование пропорциональности между I_1/I_0 и η_0 , то можно записать:

$$\frac{I_1}{I_0} = \frac{k}{\eta_0}, \quad (12)$$

где k - коэффициент пропорциональности. С учетом (7), (8) и (11) получим:

$$\eta_0 = c_0 \cdot \sqrt[3]{\frac{\lambda}{\xi_0}}, \quad (13)$$

или

$$\eta = c \cdot \sqrt[3]{\frac{\lambda}{\xi \left(1 + \psi \frac{q_w}{S_a}\right)^2}}, \quad (14)$$

где $\xi = \frac{m u_0^3 n_p}{A S_a}$, $\eta = \frac{F_u S_a}{E_d}$ – фактический КПД удара по остаточному

отказу, c, c_0 - безразмерные константы.

Заметим, что выражение (13) может также быть получено при решении системы (9) и (10) при некотором дополнительном упрощении - запишем ее в виде:

$$\left(\frac{F_{\max} - F_u}{F_{\max}}\right)^2 = \frac{I_1}{I_0} = (1 - \sigma)^2, \quad (15)$$

$$\frac{(F_u + F_{\max})}{2} S_0 = (1 - \varphi - k_r^2) E_d = 2(1 - \varphi - k_r^2) = \eta_0 \frac{1 + \sigma}{\sigma},$$

где $\sigma = F_u / F_{\max}$. Разделив первое уравнение на второе и объединив константы в коэффициент k' , получим аналог (12):

$$\frac{I_1}{I_0} = \frac{k' \sigma (1 - \sigma)}{\eta_0}, \quad (16)$$

Которое полностью совпадет с уравнением (12) при условии $\sigma(1 - \sigma) = const$. Насколько такое положение приемлемо, поясняет рис.7, на котором представлена зависимость $\sigma(1 - \sigma)$ от σ в практически имеющим место интервале значения параметра $\sigma = 0,3 \dots 0,7$. В указанном интервале функция изменяется всего на 16%, что позволяет считать ее

константой и использовать уравнение (13) (которое существенно проще, чем (11)) для определения ПСС.

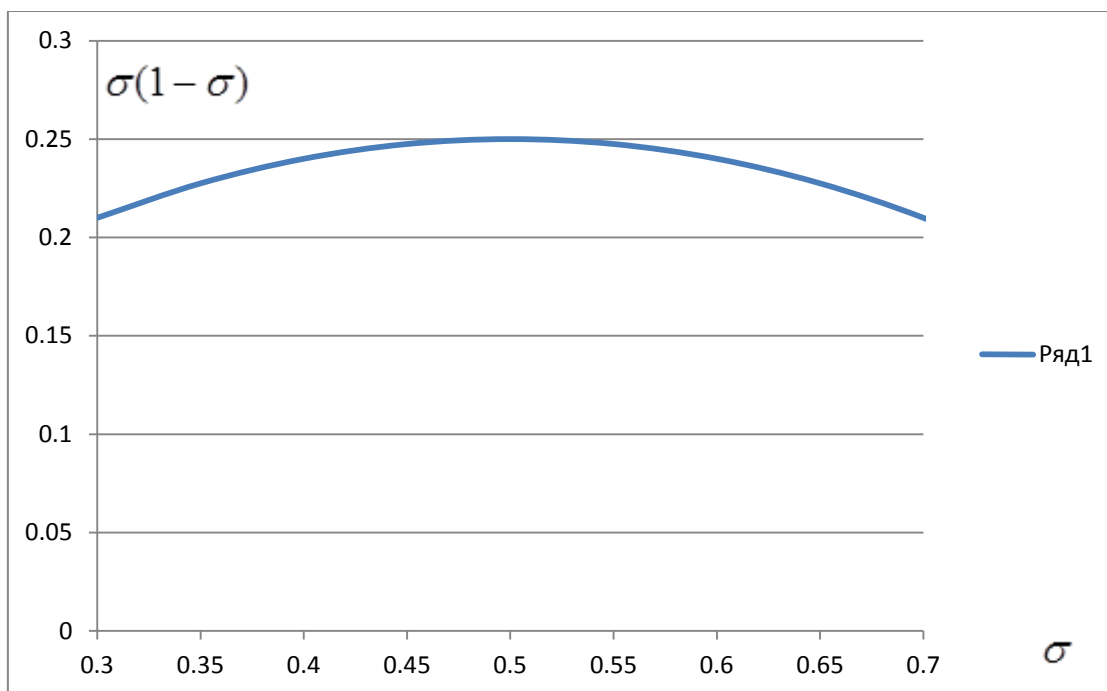


Рис.7 Интервал изменения функции $\sigma(1 - \sigma)$

Отметим, что последующие численные и экспериментальные исследования ударного погружения различных типов свай (железобетонных, стальных, оболочек с закрытым и незакрытым нижним концом, различным типом амортизаторов и прокладок), подтвердили корректность выражения (13), с показателем степени при $1/\xi$, равным 1/3.

Преобразуем (14) в размерный вид, решая относительно F_u :

$$F_u = a \cdot u_0 \cdot \sqrt[3]{A\lambda \left(\frac{m}{(S_a + \psi q_w)} \right)^2}, \quad (17)$$

где a - константа, имеющая размерность $\sqrt[3]{\frac{H}{M \cdot C}}$. Данная константа, определяемая путем численных и экспериментальных исследований, учитывает в основном вязкие свойства грунта, а также потери энергии в ударном узле.

Формула (17) содержит три параметра - λ , ψ и q_w - значения которых не могут быть точно установлены и должны быть определены на основании некоторых допущений. Остановимся на них подробнее.

В процессе испытаний измеряется остаточный отказ S_a , который, как уже отмечалось, связан с максимальной деформацией грунта зависимостью: $S_0 = S_a + \psi q_w$. Предельная упругая деформация грунта q_w (в англоязычной литературе «quake»), хотя и не относится к числу нормируемых стандартами физико-механических характеристик грунтов, широко используется для описания свойств грунтов применительно к математическим моделям погружения свай. Основоположник данного направления [5] - Смит Е.А., на основании проведенных исследований, для всех типов грунтов оценивал значения q_w как на боковой поверхности сваи, так и под нижним ее концом, порядка 2,5 мм. Установлению параметра q_w для различных типов грунтов и свай посвящен ряд работ [6-8], однако, осредненные его значения сводятся к тем же 2...3 мм. В качестве современного примера можно отметить информацию, приведенную в презентации [9]. Отечественные СНиПы неявно также указывают на данное значение q_w : в уже цитируемом СНиПе **2.02.03-85** , значение минимального остаточного отказа в формуле Герсеванова ограничено 2 мм, очевидно, что отказ, сравнимый с предельной упругой деформацией грунта, при неизвестном коэффициенте ψ вносит существенную погрешность в расчет. Интересно, что в одной из редакций указанного СНиПа, в частности в **СП 50-102-2003** [10], рекомендовано более осторожное значение минимального остаточного отказа – 3 мм. При расчете ПСС фактическое значение q_w и ψ неизвестно, их произведение следует принять неким средним, например 2,5 мм, на такое значение указывают многие источники.

Еще одним сложно учитываемым в формуле (17) параметром является λ . Данный параметр зависит от двух факторов – доли лобового сопротивления в ПСС (γ) и отношения лобовой площади сваи к площади ее боковой поверхности (A/A_f). Учитывая, что для свай с закрытым и незакрытым нижним концом, например, для стальных труб, значения A/A_f отличаются примерно на порядок, следует отдельно рассмотреть два случая:

1. Сваи с закрытым нижним концом.

Выражение для λ , полученное применительно к (5) ранее, отображено в виде графиков на рис.8, причем функция представлена в виде $\lambda^{1/3}$, то есть с тем показателем, с которым параметр включен в зависимость (17). Первый ряд на рис.7 соответствует $A/A_f = 0,0025$, далее от второго до десятого ряда с шагом 0,0025, то есть десятый ряд - $A/A_f = 0,025$. Аргументом зависимости является доля лобового сопротивления в ПСС (γ).

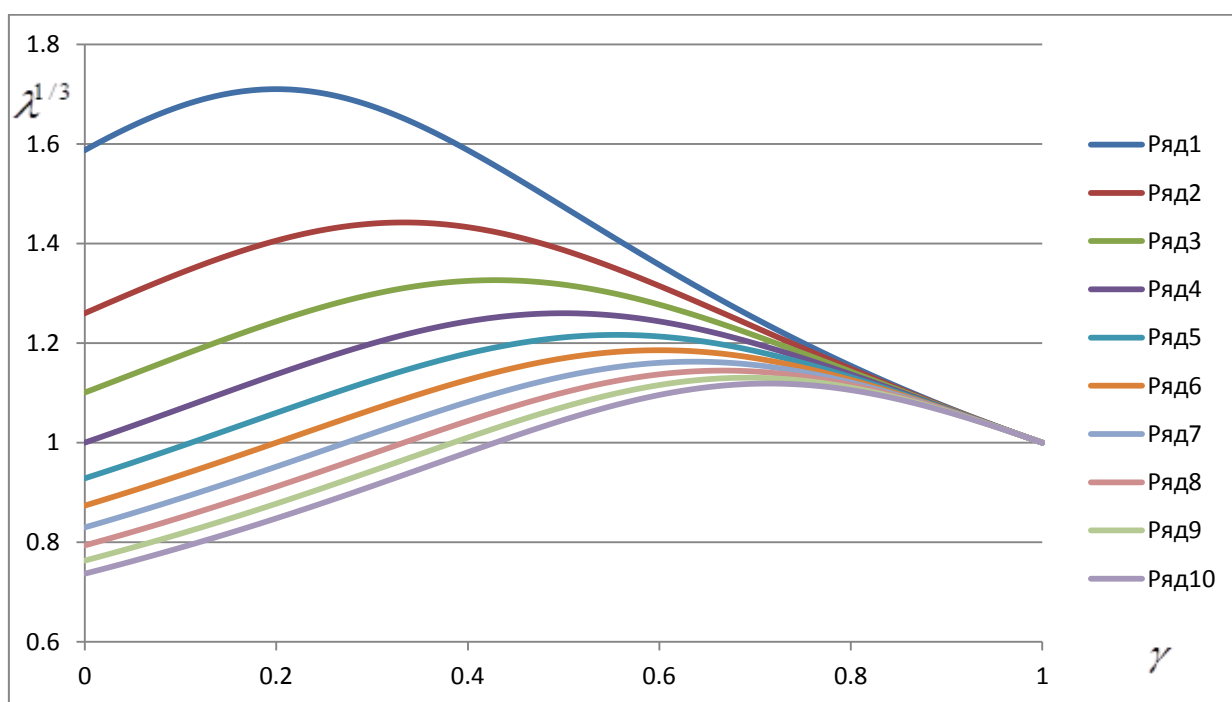


Рис.8 Зависимость параметра $\lambda^{1/3}$ от структуры сопротивления сваи

При проведении динамических испытаний значение γ неизвестно, а зависимость ПСС от данного параметра, как следует из рис.7, весьма существенна.

Проанализируем условие экстремума функции $\lambda^{1/3}$. Очевидно, максимум имеет место при $\gamma + 100 \frac{A}{A_f} (\gamma - 1) = 0$, из чего следует:

$$\frac{\gamma}{\gamma - 1} = 100 \frac{A}{A_f} = \frac{F_t}{F_s} \rightarrow \frac{P_s}{P_t} = 0,01, \quad (18)$$

где P_t, P_s - соответственно статическое лобовое и боковое (среднее) удельное сопротивления грунта. Таким образом, точки, лежащие правее экстремумов на рис.8, характеризуются значениями $\frac{P_s}{P_t} \leq 0,01$, а точки,

лежащие левее - $\frac{P_s}{P_t} > 0,01$.

Многочисленные исследования последних десятилетий, основанные на данных статического зондирования грунтов зондами, эталонными сваями (отраженные в действующих нормативах), наконец, данные проектов свайных фундаментов, свидетельствуют о том, что условие $\frac{P_s}{P_t} \leq 0,01$ практически всегда выполняется. Соответственно, точки на рис.8, лежащие левее экстремумов, следует считать мнимыми, и значение параметра $\lambda^{1/3}$ при любом A/A_f всегда больше единицы и обращается в единицу при $\gamma = 1$.

В этой связи, принимать некое среднее значение γ (например, 0,5), для расчета ПСС, на наш взгляд, некорректно: вычисленное значение функции λ может оказаться существенно больше фактического значения

(особенно это возможно в случае «коротких» свай), что приведет к завышенной оценке ПСС. Гарантированное значение параметра, при котором завышение исключается - $\gamma = 1$. Руководствуясь данной логикой, для свай с заглушенным нижним концом, в выражении (17) следует принять $\lambda = 1$. Заметим, что для «длинных» свай с малым коэффициентом γ , значения ППС могут быть при этом несколько занижены, однако, как правило, «длинные» сваи с закрытым нижним концом (например, железобетонные составные) применяют для увеличения ПСС не за счет бокового трения, а для достижения прочного плотного грунта на некоторой глубине, что обуславливает значимую величину лобового сопротивления.

С учетом отмеченного выше, расчет ПСС железобетонных призматических свай, а также стальных и железобетонных оболочек с заглушенным концом, следует осуществлять по формуле (17) при $\lambda = 1$. Коэффициент a подбирается на основании численных исследований с применением волновой модели, далее он корректируется с учетом экспериментальных данных. В результате предлагается выражение (все величины в основных единицах системы СИ):

$$F_u = a \cdot u_0 \cdot \sqrt[3]{\left(\frac{d \cdot m}{S_a + 0,0025}\right)^2}, \quad (19)$$

где $a = 75 \left(\sqrt[3]{\frac{H}{m \cdot c}} \right)$ для призматических железобетонных свай,

$a = 70 \left(\sqrt[3]{\frac{H}{m \cdot c}} \right)$ для железобетонных оболочек с закрытым нижним

концом, $a = 65 \left(\sqrt[3]{\frac{H}{m \cdot c}} \right)$ для стальных труб с закрытым нижним концом,

d - сторона квадрата призматической железобетонной сваи или наружный диаметр оболочки (трубы).

2. Сваи с незакрытым нижним концом.

Графики изменения функции λ для оболочек с незакрытым нижним концом, с характерными для стальных труб значениями A/A_f представлен на рис. 9. Первый ряд - $A/A_f = 0,00025$, второй – $0,0005$ и третий – $0,00075$.

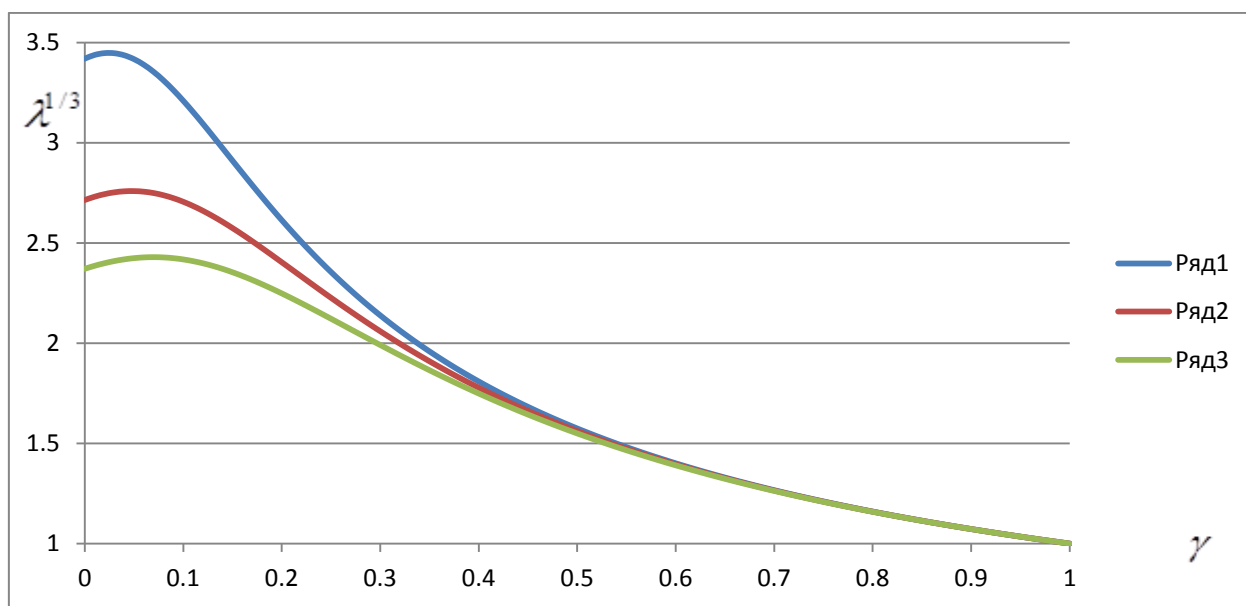


Рис.9 Зависимость параметра $\lambda^{1/3}$ от γ для оболочек

Из рис.9 следует, что значения $\lambda^{1/3}$ в интервале $\gamma = 0 \dots 0,1$, характерном для свай из тонкостенных оболочек, практически постоянны при соответствующем значении A/A_f . Следовательно, для рассматриваемого случая можно принять $\gamma = 0$, соответственно значение $\lambda = A_f / (100A)$. Тогда формула для ПСС:

$$F_u = a \cdot u_0 \cdot \sqrt[3]{A_f \left(\frac{m}{S_a + 0,0025} \right)^2} \quad (20)$$

Здесь следует подробнее остановиться на анализе процессов погружения полых оболочек в грунт. Исследования последних двух десятилетий [11-13] показывают, что, во-первых, соотношение между силой

трения по внутренней и наружной поверхностям оболочки может лежать в пределах от нуля до единицы в зависимости от свойств грунтов и размеров сваи, во вторых, в процессе погружения, со стороны нижнего конца сваи может образовываться грунтовая пробка (в случае плотных песчаных грунтов), условия ее образования зависят от очень многих факторов, вплоть до режима работы погружателя сваи. Наличие пробки эквивалентно наличию закрытого конца у оболочки.

Согласно отечественным СНиПам, несущая способность свай-оболочек с незакрытым нижним концом, определяется как сумма лобового сопротивления по площади сечения оболочки нетто и сопротивления на боковой **наружной** поверхности. Сопротивление грунта на внутренней поверхности оболочки, а также увеличение несущей способности за счет формирования грунтовой пробки при этом не учитываются. Однако, в процессе погружения и, соответственно, при динамических испытаниях, сопротивление по внутренней поверхности сваи имеется, и оно влияет на величину отказа.

С другой стороны, например, Финская национальная дорожная администрация [14] еще в 2000 г. опубликовала нормативный документ, согласно которому при отсутствии пробки, сопротивление по внутренней поверхности оболочки следует принимать равным половине сопротивления по наружной и учитывать ее в несущей способности, при наличии пробки, рассматривать сваю как закрытую и учитывать 80% лобового сопротивления грунтовой пробки по сечению сваи брутто.

Анализ условий и внешних признаков образования пробки в рамках данной статьи не рассматриваются, предлагаемое нами выражение (20) не охватывает данный случай. Предельное сопротивление считается равным сумме бокового (включая внутреннюю поверхность) и лобового сопротивления по сечению оболочки нетто. Заметим, что при равенстве

внутреннего и наружного боковых сопротивлений площадь боковой поверхности увеличивается в два раза, согласно (20), при прочих равных параметрах, ПСС будет в $2^{1/3}$, то есть в 1,26 раз больше, чем при полном отсутствии внутреннего трения в оболочке. Поскольку распределение сопротивления между внутренней и наружной поверхностями неизвестно, подбор эмпирического коэффициента в (20) следует вести исходя из условия отсутствия внутреннего сопротивления оболочке, что обуславливает минимальное значение ПСС.

На основе данного подхода, путем численного моделирования (РОПАТ не обладает базой данных по натурным испытаниям оболочек с открытым торцом), предлагается следующее выражение для определения ПСС:

$$F_u = a \cdot u_0 \cdot \sqrt[3]{d \cdot L_0 \left(\frac{m}{S_a + 0,0025} \right)^2}, \quad (21)$$

где $a = 20 \left(\sqrt[3]{\frac{H}{m \cdot c}} \right)$ для стальных оболочек с незакрытым нижним

концом, d - наружный диаметр оболочки, L_0 - длина погруженной в грунт части сваи.

Отметим, что при переходе от ПСС к несущей способности, полученное из (21) значение следует уменьшить в два раза с учетом возможного равенства сопротивления по наружной и внутренней поверхностях оболочки, исходя из требований СНиП 2.02.03-85.

В заключение рассмотрим пример, позволяющих судить о возможности применения различных формул, в том числе и формул РОПАТ для расчета ПСС по результатам динамических испытаний.

Следует отметить, что методики расчета ПСС разрабатывались с конца 19 века, еще в эпоху механических и паровых молотов, в разное время, разными авторами предложено около десятка различных формул. На сегодняшний день, одной из наиболее распространенных является формула Гейтса [15] и ее многочисленные модификации [16]. В США, где забивные свайные технологии весьма широко распространены, формула Гейтса рекомендована Федеральным управлением шоссейных дорог (агентством министерства транспорта США - Federal Highway Administration (FHWA), последняя модификация формулы - FHWA-Gates Equation, 2006г.). Формула Гейтса применима ко всем типам свай, ее исходный вариант:

$$F_u = \frac{6}{7} \sqrt{e \cdot E_d} \log(10N), \quad (22)$$

где $e = 0,85$ - эффективность молота, E_d - энергия удара молота (фунт-фут), N - число ударов на 1 дюйм погружения сваи, ПСС определяется в килофунтах.

В основных единицах системы СИ, используя вместо числа ударов значение остаточного отказа:

$$F_u = 3340 \sqrt{e \cdot E_d} \log\left(\frac{0,254}{S_a}\right). \quad (23)$$

Выполним расчет ПСС по трем формулам: Герсеванова, Гейтса и формуле РОПАТ по результатам погружения железобетонных свай. Сравнение результатов проведем относительно решений волновой математической модели, которые заведомо более точные, чем любая из формул. Результаты расчетов представлены на рис.10 и рис.11. Во всех случаях свая погружается молотом РОПАТ МГЗк (ударная масса 3,25 т, масса наголовника 0,67 т, полная масса молота 6,34 т) с предупредной скоростью 4,72 м/с (Энергия удара 36 кДж). На рис.10 представлена зависимость ПСС для сваи со стороной 300 мм и длиной 10 м (масса 2,28т), на рис.11 – свая со

стороной 300 мм и длиной 20 м (масса 4, 56 т). Сваи недобиты на 0,5 м. Грунты песчаные от мелких до средней крупности, средней плотности, для свай на рис.10 коэффициент γ составляет от 0,7 до 0,8, на рис.11 – от 0,3 до 0,5. На обоих рисунках: 1-й ряд – формула Герсеванова, 2-й ряд – формула Гейтса, 3-й ряд – формула РОПАТ, 4-й ряд математическая волновая модель РОПАТ. Предельное сопротивление выражается в тонна-сила а аргументом является параметр, представляющим собой число ударов на 250 мм погружения свай, именно так отображают погружающую способность молота многие производители сваебойного оборудования. Заметим, что такое представление (число ударов на 10 дюймов) связано с применением формулы Гейтса.

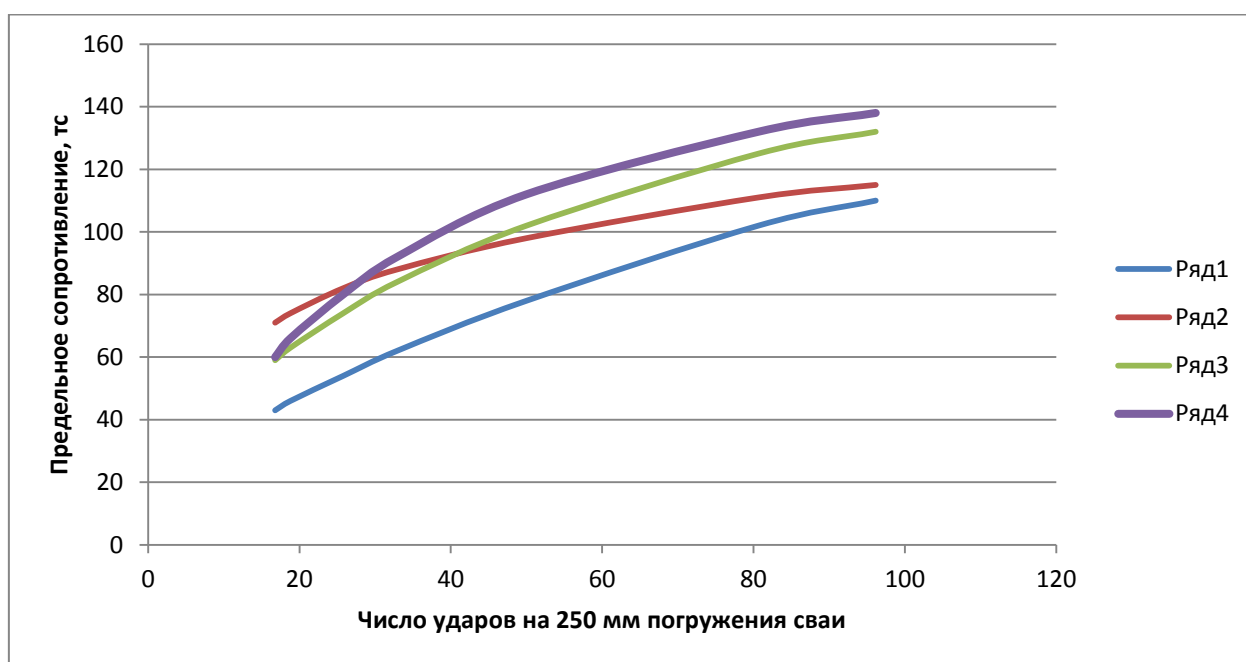


Рис.10 Погружение ж/б свай сечением 300 мм длиной 10 м молотом МГЗк.

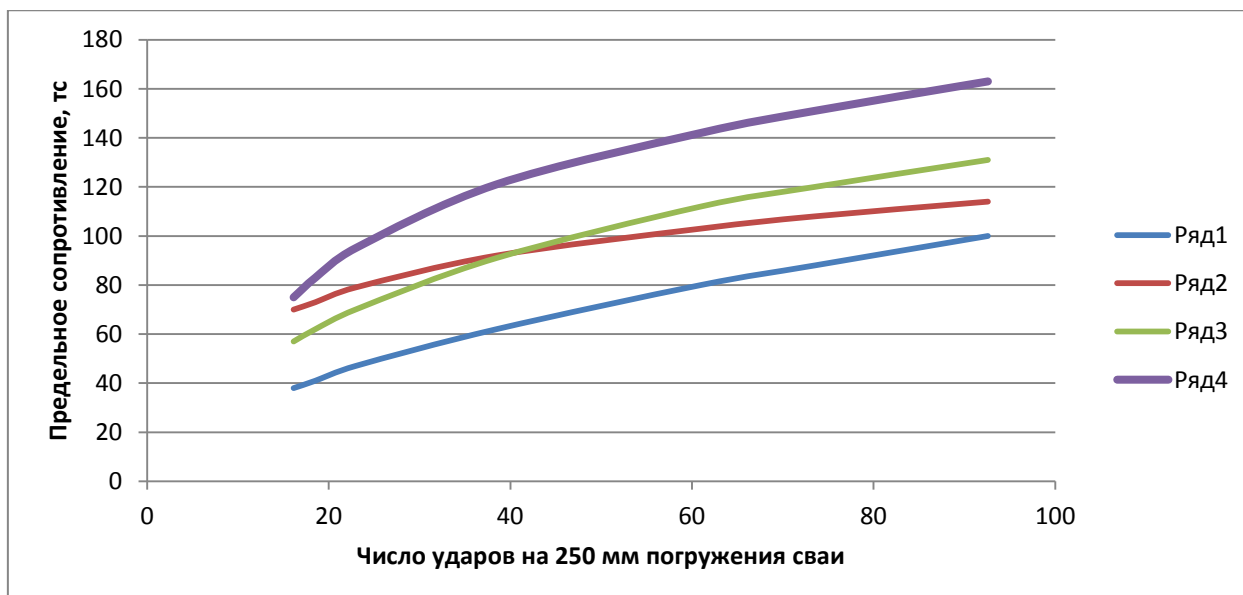


Рис.11 Погружение ж/б сваи сечением 300 мм длиной 20 м молотом МГЗк.

Формула Гейтса на обоих графиках представляет собой одну и ту же кривую, наиболее близкие к решениям волновой модели результаты наблюдаются для нее при больших отказах, то есть в случаях, когда влияние вязкой составляющей удельного сопротивления грунта минимально. Отметим, что по отношению к решению волновой модели, кривые Герсеванова и РОПАТ расположены практически эквидистантно (в отличие от решения Гейтса), при этом погрешность, вносимая формулой Герсеванова, явно связана с учетом потерь энергии через соотношение масс: для сваи массой 2,28 т погрешность (в сторону занижения) составляет 20-35%, (РОПАТ до 10%), а для сваи массой 4,56 т - 40-50% (РОПАТ до 25%). Погрешность формулы РОПАТ при этом связана не с массой сваи, а с соотношением ее бокового и лобового сопротивлений – при увеличении доли лобового сопротивления точность формулы РОПАТ повышается.

ЛИТЕРАТУРА

1. СНиП 2.02.03-85. Свайные фундаменты/Минстрой России. —М.: ГП ЦПП, 1995. — 48 с.
2. Бахолдин Б.В. Экспериментальные и теоретические исследования процесса взаимодействия грунта с забивными сваями и создания на их основе практических методов расчета свай. Автореферат диссертации на соискание ученой степени доктора технических наук. М., 1987. -50 с.
3. <http://www.apevibro.com/ver2/apewave.asp>
4. <http://www.vulcanhammer.info/drivability/tno.php>
5. Smith E.A.L Pile Driving Analysis by the Wave Equation. J. of the Soil Mech. and Found. Div. Amer. Soc. Civ. Eng. 1960.August, pp. 35-61.
6. Lowery L.L., Hirsch T.J., Edwards T.C., Coyle H.M., Samson C.H. Pile driving analysis. State of the art. Texas Transportation Institute. Texas A&M University College Station, Texas. 1967. -79 p.
7. Liang, R. Y., Sheng , Y. Interpretation of Smith model parameters based on cavity expansion theory. Proc., 4th Int. Conf. on Application of Stress-Wave Theory to Piles, Frans B. J. Barends, ed., A. A. Balkman, The Hague, The Netherlands. 1992. 111-116.
8. Michael C. McVay, Ching L. Kuo. Estimate damping and quake by using traditional soil testing. College of Engineering Department of Civil Engineering University of Florida. 1999. -88 p.
9. [scribd.com>presentation/84407632/Grlweap-Hammer...GRLWEAP](http://scribd.com/presentation/84407632/Grlweap-Hammer...GRLWEAP) Fundamentals. Frank Rausche, Garland Likins. ... GRLWEAP Fundamentals For a pile driving analysis.
10. СП 50-102-2003 Проектирование и устройство свайных фундаментов. Госстрой России М., 2004.

11. Stevens R.F. The effect of soil plug on driveability in clay. Proceedings of 3rd International Conference on Application of Stress wave theory to piles. Ottawa, Canada. 1995. – pp.861-868.
12. Paik, K. and Salgado, R. Determination of bearing capacity of open-ended piles in sand. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 129(1). 2003.- pp. 46 – 57.
13. Yu, F. and Yang, M. Base Capacity of Open-Ended Steel Pipe Piles in Sand. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 2012. 138(9)- pp. 1116 – 1128.
14. Steel pipe piles. Finnish National Road Administration (FinnRA). Bridge Engineering, Helsinki . 2000. -81p.
15. Gates, M. Empirical Formula For Predicting Pile Bearing Capacity. Civil Engineering, Vol 27, No.3, March, 1957. -65-66 p.
16. Long J.H., Hendrix J., Jaromin D. Comparison of Five Different Methods for Determining Pile Bearing Capacities. Wisconsin Department of Transportation. 2009. – 160 p.