

УДК 624.155

ОПРЕДЕЛЕНИЕ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СВАЙ С ПОМОЩЬЮ СТАТИЧЕСКИХ И ДИНАМИЧЕСКИХ ИСПЫТАНИЙ

Метс М., Мусатова Е.

АО Геотехническое Инженерное Бюро, г. Таллинн, Эстония

Исходя из анализа содержания процессов в многокомпонентных средах при распространении ударных сферических волн рассмотрены вопросы повышения устойчивости оснований зданий и сооружений при сейсмических воздействиях. С помощью специального устройства в поры песчаного водонасыщенного грунта в глубине толщи принудительно нагнетается воздух. Объемно – вязкое демпфирование гасит импульс и снижает давление на фронте проходящей через эту область сейсмической P_w – волны.

Proceeding from the analysis of a content of processes in multicomponent environments at propagation of shock spherical waves questions of increase of stability of the bases of buildings and constructions are considered at seismic influences. By means of a special arrangement during times of the sandy water-sated ground in depth of thickness is forced air is forced. It is volumetric – viscous softens influence extinguishes an impulse and reduces pressure at the front passing through this area seismic P_w – waves.

1. Определение несущей способности свай по результатам статических испытаний

Понятие несущей способности свай для различных инженерно-геологических условий и для различных сооружений может иметь

различные трактовки и, в результате, отражать разные условия работы свай в грунте. Поэтому назрела необходимость определять несущую способность свай без связи с теми или иными численно конкретными нагрузками или осадками, а с такими понятиями нагрузок, которые были бы связаны с изменениями условий деформирования оснований свай в процессе их загрузки и с прочностными характеристиками грунтов. Для не очень слабых грунтов, как еще 60 лет назад показал Н.М. Герсеванов, в работе загружаемых свай допустимо выделить две стадии. *Первая стадия* – до предела пропорциональности между осадками и нагрузками, когда осадки сваи связаны с уплотнением грунтов основания сваи, и *вторая* – от указанного предела пропорциональности до предельного состояния, в процессе которой осадки сваи связаны в основном с выпиранием грунта из-под острия сваи, уплотнение грунта имеет лишь второстепенное значение. О допустимости принятия двух названных стадий свидетельствуют результаты экспериментальных исследований многих авторов, среди которых можно, в частности, отметить работы Ю.В. Россихина [1] и Б.Бромса [2]

Проведенные в ГПИ «Эстпромпроект» и в Каунасском политехническом институте экспериментальные исследования позволили уточнить различные физические аспекты работы свай и связать их с прочностными параметрами грунтов [3]. При этом удалось выделить 6 характерных нагрузок для обоснования физических аспектов работы свай. Указанные характерные нагрузки P_1, P_2, P_3, P_4, P_5 и P_6 выделены на графике зависимости осадки S от нагрузки P с учетом

а) характера распределения нагрузки между острием (P_{oc}) и боковой поверхностью (P_6) сваи

б) изменения коэффициента b в приближенном выражении $S = a t^b$, связывающем осадку S со временем t на отдельных грузовых ступенях (a – постоянный коэффициент), что в целом отражено на рис. 1.

Нагрузка P_1 (влияние зацепления) характеризует работу сваи в упругой стадии, когда временные явления в грунте еще отсутствуют, а остаточные осадки связаны с деформациями головы сваи, стыков составных свай и т.п. Вся нагрузка на сваю воспринимается только жесткой составляющей сцепления грунта по боковой поверхности сваи. На этом участке величина коэффициента $b = 0$. Закономерность распределения нагрузки P между P_{oc} и P_6 в интервале

$0 < P < P_1$ в опытах отсутствует, что объясняется недостаточной точностью измерений и особенностями работы свай-зондов при малых осадках.

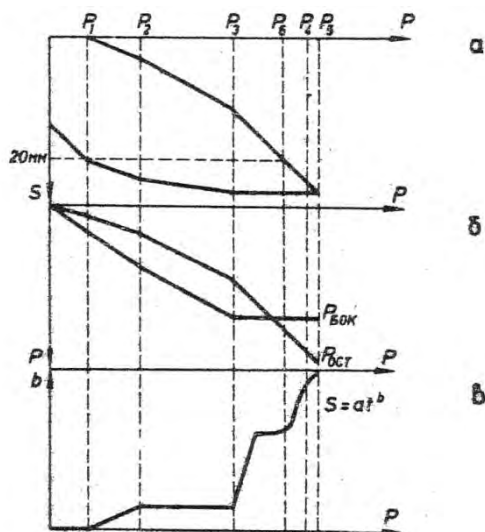


Рис. 1. Характерные зависимости: а - $S = f(P)$; б - $P_{ок} = f(P)$ и $P_6 = f(P)$; в - $b = f(P)$

Нагрузка P_2 четко выделена при всех опытах. При ней наблюдается изменение перераспределения между $P_{ок}$ и P_6 . Если же $P < P_2$, то основную роль играет боковое трение, которое принимает на себя в результате перераспределения ту часть нагрузки, которая в начале нагружения попадает на острие. При $P > P_2$, наоборот, доля нагрузки, воспринимаемая в начале боковой поверхностью сваи, постепенно перераспределяется на острие. Это происходит при $P < P_2$ в течении 10-20 мин, а при $P > P_2$ сравнительно медленно – за счет ползучести в процессе развития сопротивления грунта по боковой поверхности сваи. Нагрузка P_2 соответствует предельному сопротивлению грунта по боковой поверхности сваи. До этой нагрузки величина коэффициента b растет соразмерно нагрузке P .

До нагрузки P_3 («предел пропорциональности») наблюдается близкая к прямолинейной зависимость между осадкой сваи S

и нагрузкой P . Осадки сваи при $P < P_3$ связаны с уплотнением грунта под ее острием. При $P > P_3$ начинается выпор грунта из-под острия сваи и зависимость $S = f(P)$ становится явно нелинейной. При $P_2 < P < P_3$ нагрузка P в основном передается на острие. При $P > P_3$ в большинстве опытов практически вся нагрузка передавалась на острие.

При $P_2 < P < P_3$ имеем $b = \text{const}$, затем следует скачкообразный рост этого коэффициента, что и позволит по графику $b = f(P)$ находить величину предела пропорциональности. Исключение составляют результаты испытаний в слабых грунтах, где изменение интенсивности роста коэффициента b происходит уже в интервале $P_2 < P < P_3$, т.е. при нагрузках, меньше предела пропорциональности.

Нагрузка P_4 характеризует т.н. «предельную» и соответствует последней ступени нагрузки перед критической P_5 . Величина P_4 зависит от многих факторов (в том числе и от времени «отдыха» сваи, величин ступеней, характера перераспределения нагрузки между боковой поверхностью и острием сваи, выдержки ступеней нагрузок, скорости затухания осадок во времени). Величина бокового трения в интервале $P_3 < P < P_4$ постоянная. Только в слабых глинах при больших скоростях развития осадок эта величина может несколько снижаться. Величина коэффициента b в указанном интервале нагрузок изменяется в соответствии с рис.1. В начале графика имеется участок, где эта величина постоянна, а потом наблюдается усиленный ее рост вместе с увеличением нагрузки.

Нагрузка P_5 характеризует такое напряженное состояние грунтов под острием сваи, при котором касательные напряжения превышают величину предельного сопротивления сдвигу, т.е. наблюдается «провал» сваи. В слабых грунтах при $P = P_4$ и при больших скоростях развития осадок боковое трение падает и критическая нагрузка P_5 соответствует условиям прогрессирующей ползучести. При этом величина коэффициента b превышает 1.

Нагрузка P_6 выделена для изучения зависимости между величинами общей осадки S и обратимой части общей осадки $S_{\text{обр}}$ при нагрузках $P_2 < P < P_4$ для свай в различных инженерно-геологических условиях (рис. 2). При этом можно выделить два характерных поля концентрации результатов опытов. Первое поле характеризует сваи, для которых общие осадки меньше 20мм. Для них характерна выраженная корреляционная зависимость между

$S_{обр}$ и S , которую приблизительно можно выразить связью: $S_{обр} = 0,4 S + 1,5$ (при $\eta = 0,7$). Это означает, что практически половина осадки является обратимой. Корреляционная прямая разделяет поле I на две половины.

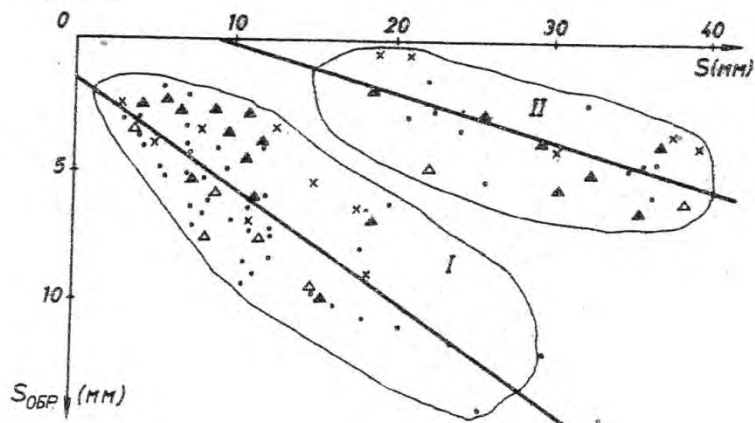


Рис. 2. Зависимость между осадкой S и обратимой осадкой $S_{обр}$ свай.

Δ – сваи «сцепления», x – сваи внутреннего трения в песках,

\blacklozenge – то же, в морене, \bullet – сваи «защемления»

Над прямой остаются в основном сваи «внутреннего трения», для которых обратимые деформации составляют примерно 30-40% от общих осадок. Под указанной прямой располагаются сваи «сцепления» и сваи, забитые через слабые глинистые грунты до более прочных, для которых обратимые деформации составляют 40-90%. Различия значений относительной величины обратимых деформаций связаны с различным влиянием бокового трения свай в грунте и, по-видимому, прежде всего с различным жестким сцеплением. Для свай «внутреннего трения», которые забиты в пески и в морену, величина бокового трения и особенно величина жесткого сцепления намного больше, чем у свай «сцепления» и у свай «защемления». Большая величина бокового трения при разгрузке свай «внутреннего трения» препятствует их подъему и обратимым осадкам.

Второе поле графиков на рис. 2 характеризует такие сваи, которые при нагрузке P_6 имеют общие осадки более 20мм. Для подобных свай обратимые деформации составляют только 10-20% от общей осадки свай. Для них корреляционная зависимость между об-

ратимыми и общими осадками имеет вид: $S_{обр} = 0,2S + 1,6$ (при $\eta = 0,7$). Изменения характера и величины обратимых деформаций при осадках более 20 мм объясняется, по всей вероятности, изменением напряженно-деформированного состояния грунта в основании свай (его переходом из упруго-пластичного в вязко-пластичное состояние), что и вызывает развитие остаточных деформаций.

Для лучшего понимания физической сущности поведения свай под нагрузкой необходимо связать приведенные характерные нагрузки с прочностными характеристиками грунтов. Для этого используем исследования Б.Бьеррума [4] и Н.Н Маслова [5] о физической сущности сопротивления сдвигу слабых глинистых грунтов в условиях неконсолидированного дренированного сдвига. В ходе этих исследований была раскрыта физическая сущность компонентов сопротивления сдвигу – угла внутреннего трения φ и сцепления C , и выявлены их изменения при различных деформациях сдвига, что особенно важно для свай. На рис. 3а приведена зависимость между касательными напряжениями τ и деформациями сдвига λ . Учитывая результаты названных теоретических и экспериментальных исследований, на данном график приведены зависимости сцепления C и угла внутреннего трения φ от деформаций сдвига λ .

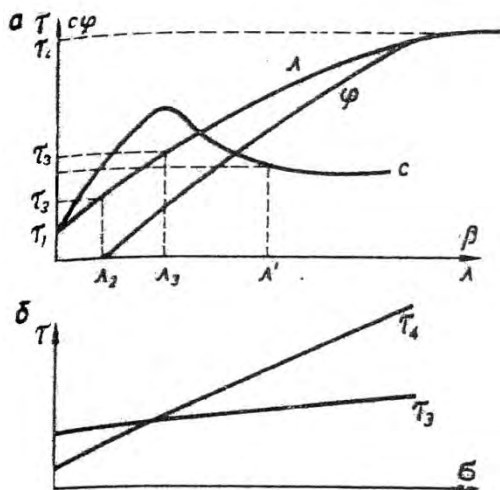


Рис. 3. Структура сопротивления грунтов сдвигу:
 а – $\lambda = f(\tau)$, $C = f(\lambda)$, $\varphi = f(\lambda)$; б – $\tau = f(\sigma)$ при τ_3 и τ_4

До некоторой величины $\tau = \tau_1$ деформации сдвига отсутствуют и по Маслову [5] проявляется только жесткое сцепление. При $\tau_1 < \tau < \tau_3$ деформации сдвига имеют обратимый характер и одновременно включены в работу жесткое сцепление и сцепление связности водно-коллоидной природы. По своей величине τ_2 равно жесткому сцеплению. При $\tau > \tau_2$ включается в работу внутреннее трение. В интервале $\tau_1 < \tau < \tau_3$ зависимость $\tau = f(\lambda)$ имеет прямолинейный характер и τ_3 является пределом пропорциональности при сдвиге. При нем уже полностью включены в работу оба компонента сцепления и некоторая доля внутреннего трения. Величина сцепления C при τ_3 – максимальная [4]. Указанная доля внутреннего трения наблюдается у супесей и может иметь двоякую физическую природу: быть действительно трением, но и быть компонентом зацепления, который для плотных разностей тоже зависит от вертикальной нагрузки по данным Гольдштейна. Величину τ_3 Леонардс [6] и Маслов [5] называют порогом ползучести, т.к. при превышении его в плоскости сдвига уже проявляются процессы ползучести. Согласно Л. Бьерруму, по своей величине касательное напряжение τ_3 равно сопротивлению сдвига при неконсолидированном недрнированном сдвиге.

При $\tau > \tau_3$ с ростом деформации сдвига λ компонент жесткого сцепления начинает уменьшаться. При некоторой деформации $\lambda = \lambda'$ сцепление связано только с его восстанавливающейся частью. С падением сцепления нарастает внутреннее трение грунта, которое достигает своего максимума при $\tau = \tau_4$, т.е. при полной мобилизации сопротивления грунта сдвигу. Зависимость между касательными напряжениями и деформациями сдвига в интервале $\tau_3 < \tau < \tau_4$ является криволинейной. Сопротивление грунта сдвигу как при τ_3 , так и при τ_4 подчиняется закону Кулона: зависимость $\tau = f(\sigma)$ можно выразить в виде прямых, как это видно из рис. 3б. При этом для τ_3 величина сцепления C больше и значение ϕ меньше, чем при τ_4 . Для определения несущей способности свай применяют параметры ϕ_4 и C_4 , находя по схеме предельного равновесия предел несущей способности грунта под острием свай.

Поэтому для глинистых грунтов при определении удельного бокового трения свай они применяют величину сопротивления сдвигу грунта C_u , определяемую при неконсолидированном недренированном

ном сдвиге. Как указывают Л.Бьеррум и А.Де Мэлло, это дает в условиях слабых грунтов удовлетворительные результаты. Учитывая, что согласно Л.Бьерруму $C = \tau_3$, можно для определения бокового трения использовать величину τ_3 . При касательных напряжениях $\tau > \tau_3$ в плоскости сдвига начинают проявляться процессы ползучести, поэтому применение параметров C и ϕ , полученных при $\tau = \tau_3$, будет отвечать предпосылкам, которые приняли С.Мурояма и Т. Шибата в отношении природы бокового трения свай.

Если использовать параметры сопротивления сдвигу при касательном напряжении τ_3 в формуле предельного равновесия, то появляется возможность теоретического определения предела пропорциональности для грунта в зоне под острием сваи. Если касательные напряжения по поверхностям скольжения будут меньше τ_3 , выпора грунта из-под острия сваи происходить не будет, и осадки сваи будут связаны только с уплотнением грунта в этой зоне. При касательных напряжениях $\tau > \tau_3$ начинается выпор грунта из-под острия сваи, который завершится достижением предела несущей способности основания, когда на сформировавшихся поверхностях скольжения касательные напряжения достигнут величины τ_4 .

Из сказанного следует, что для определения нагрузки P_1 необходимо знать величину жесткого сцепления грунта на боковой поверхности сваи. Эта величина, например, играет большую роль в глинах твердой консистенции. Нагрузка P_2 соответствует суммарному боковому трению, определяемому по величине касательного напряжения τ_3 . Зависимость между τ_3 и удельным боковым трением $\tau_{бок}$ приведена на рис. 4. Для ленточных глин, морских супесей и рыхлых песков сходимость между названными величинами хорошая и отклонения не превышают 10%. Несколько больший разброс наблюдается у морских глин и суглинков, что объясняется существенной изменчивостью свойств этих грунтов в геологическом разрезе. Рассматриваемые зависимости оказываются несколько менее убедительными по отношению к моренам, где нарушения структуры при отборе монолитов и при подготовке образцов более заметно отражаются на величине τ_3 , а некоторое уплотнение грунта при забивке свай существенно отражается на величине $\tau_{бок}$.

При нагрузках P_3 и P_4 сопротивление свай складывается из бокового трения и сопротивления грунта под острием. Для определения

сопротивления грунта под острием при указанных нагрузках целесообразно использовать формулу Г. Мейергофа.

Значения нормальных напряжений σ_3 для грунта под острием сваи, которые соответствуют значениям касательных напряжений τ_3 , а также значения σ_4 , соответствующие значения τ_4 , приведены в табл.1. Из таблицы видна лучшая сходимость между экспериментальными и расчетными величинами для σ_3 , чем для σ_4 , что объясняется некоторым дополнительным уплотнением испытываемых на сдвиг слабых глинистых грунтов (особенно супесей) при касательных напряжениях выше τ_3 .

Обработка результатов испытаний на сдвиг показала, что для определения нагрузки P_6 целесообразно использовать формулу Мейергофа для таких сдвиговых характеристик, которые отражают появление течения по поверхности сдвига по С.Месчану.

Сравнение величин σ_3 и σ_4 для различных грунтов показало, что в глинистых грунтах эти величины больше зависят от условий формирования данного грунта и содержания в нем глинистых фракций (или от числа пластичности), чем от консистенции. Так, примерно одинаковую консистенцию имеют как ленточные глины в Пярну, так и моренные супеси в Таллинне ($I_L=1,6\dots 2,0$).

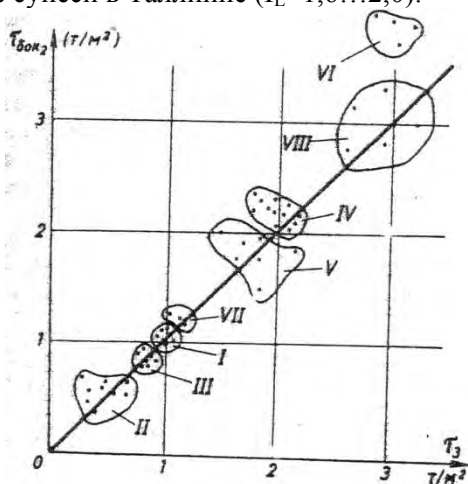


Рис. 4. Зависимость между $\tau_{бок}$ и τ_3 :

I – ленточные глины Пярну; II – слабые сорские глины и суглинки; III – слабые

морские супеси, Таллинн; IV – озерно-ледниковые супеси и суглинки, Таллинн;
 V – текучая морена Валга; VI- пластичная морена Тарту; VII – слабые пески
 с органикой; VIII – пески средней плотности

Таблица 1

Величины нормальных напряжений σ_3 и σ_4 для различных грунтов, определенные опытами и рассчитанные по ф. Мейергофа

Наименование грунта	σ_3 , т/м ²		σ_4 , т/м ²		Количе- ство опы- тов
	опыт	расчет	опыт	расчет	
Ленточные глины	22	20	100	96	36
Морские глины	12	10	75	120	3
Морские суглин- ки	40	45	125	215	4
Морские супеси	70	65	150	400	8
Озерно- ледниковые супе- си	180	170	380	400	7
Текучая морена	220	190	700	910	5
Пластичная мо- рена	600	550	1200	1400	3
Твердая морена	800	750	1600	1700	1
Кембрийские глины	1200	1350	2200	2400	6
Слабые пески с органикой	140	120	300	325	5
Пески средней плотности	500	550	950	1000	3
Плотные пески	900	850	1500	1600	2

То же можно сказать о валгаской текучей морене и озерно-ледниковых супесях Таллинна ($I_L = 0,85 \dots 1,1$). Твердая предглинтовая морена и кембрийские глины тоже имеют близкие значения консистенции ($I_L \approx 0,1$). Но, как видно из табл.1 величины σ_3 и σ_4 в пределах сравниваемых грунтов отличаются существенно. Поэтому применение таблиц, которые учитывают только консистенцию

глинистых грунтов, для подсчета несущей способности свай нежелательно.

Для определения коэффициента запаса необходимо знать зависимость между нагрузками P_3 и P_4 , которая дана на рис. 5. Она очень зависит от вида грунтов в основании сваи. На рис. 5 поле 1 занимают сваи «сцепления» забитые в слабые глины и суглинки. У них P_3 близко P_4 ($P_3 \approx 0,8 P_4$). Поле 2 занимает сваи «сцепления», забитые в слабые супеси. Для них в среднем $P_3 \approx 0,5 P_4$. Различный характер соотношения P_3 и P_4 в глинах и супесях является следствием различных условий деформирования основания.

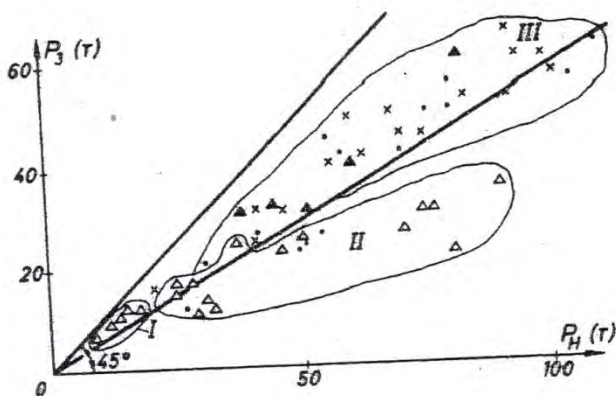


Рис. 5. Связь между значениями P_3 и P_4 для железобетонных свай:
 Δ – сваи «сцепления», \times – сваи внутреннего трения в песках,
 \diamond – то же, в морене, \bullet – сваи «защемления»

В супесях осадки свай в предельном состоянии больше, чем в глинах, что связано, в основном, с различным соотношением порога ползучести и максимального сопротивления сдвигу. Для глин же эти величины мало отличаются друг от друга, поэтому мало отличаются и величины P_3 и P_4 . Для супесей они к тому же различаются существенно из-за включения в работу внутреннего трения грунта, что и повышает разницу между P_3 и P_4 . Различное соотношение между величинами P_3 и P_4 для супесей и глин объясняется и различным характером изменения порового давления.

Поле 3 объединяет сваи «защемления» и сваи «внутреннего трения», для которых $P_3 = 0,7 P_4$. Величина переходного коэффициента 0,7 была принята в СНиП II-Б. 5-62, действовавшего до 1967 г.

С помощью переходного коэффициента 0,7 можно для песков и морены определить предел пропорциональности через предельное состояние; применение же этого коэффициента для свай «сцепления» дает неправильные результаты, а именно – несущая способность свай в супесях переоценивается, а в глинах недооценивается.

2. Определение несущей способности свай по результатам динамических испытаний

По данным Р.Д.Челлса имеется около 200 формул для определения несущей способности по результатам динамических испытаний. Основная их часть пригодна лишь для определения несущей способности свай в определенных инженерно-геологических условиях. Применение динамических формул без учета конкретных инженерно-геологических условий привело многих исследователей к мнению о непригодности динамических формул для определения несущей способности свай.

При анализе динамических формул и сравнении результатов динамических и статических испытаний свай возникает вопрос, какие характеристики определяются динамическими испытаниями – суммарное боковое трение, «предел пропорциональности», предельная или критическая нагрузка. Н.М. Герсеванов отмечает, что по отказу свай можно определить только предел упругости сваи. Временное сопротивление может быть определено по отказу в том случае, когда свая забита до предельного состояния. Многие авторы, принимая за основу формулу Герсеванова, пытались улучшить ее или найти поправочные коэффициенты для определенных инженерно-геологических условий, но забывали при этом, что формула Герсеванова выведена для определения предела пропорциональности, и не понимали, какую характеристику они стремятся определить.

С целью выяснения возможности определения пропорциональности по динамическим формулам проанализировали 18 различных формул применительно к результатам испытаний 70 железобетонных и 50 стальных трубчатых свай. По отказам при забивке свай и по результатам статических испытаний, которые проводились после 1,5...3 месячного отдыха свай, исследовалась возможность установления корреляционной зависимости между несущей способностью, определяемой по динамическим формулам, и «пределом пропорциональности». Коэффициент корреляции для

каждой формулы определялся методом наименьших квадратов. Результаты приведены в табл. 2.

Таблица 2

Анализ применимости различных динамических формул для определения «предела пропорциональности» P_3

№	Формула	Железобетонные сваи		Металлические сваи	
		Зависимость	Коэффициент корреляции	Зависимость	Коэффициент корреляции
1	Герсеванова	1,2P-6	0,78	0,95P-3	0,77
2	Фагно	0,8P-10	0,50	0,64P-10	0,40
		1,06P-6	0,82	0,91P+3	0,92
3	Эст. нормы	2,0P-17	0,72	-	-
4	Гоу	1,3P-8	0,40	6,2P-50	0,65
5	Вентера	0,98P-4	0,87	0,42P+2	0,63
6	Датская	0,58P-8	0,66	0,42P+2	0,63
7	Гейта I	0,9P-20	0,61	-	-
	Гейта II	1,0P	0,90	0,92P+3	0,91
	Гейта III	1,0P	1,0	1,0P	0,98
8	Янбау	0,66P-13	0,57	0,45P	0,80
9	Тикунова I			0,94P-5	0,80
	Тикунова II			1,3P-8	0,70
10	Русанова			1,6P	0,70
11	Чернышева I			4,7P-17	0,84
	Чернышева II			8,6P-35	0,98
	Чернышева III			5,1P-20	0,82
12	Гилея			0,6P-3	0,81

Из полученных данных видно, что для определения предела пропорциональности пригодны почти все приведенные формулы (с определенными оговорками и поправочными коэффициентами), некоторые больше, а некоторые – меньше. Формула Герсеванова принята основной для соответствующих сравнений. Первые опыты (6) дали хорошую сходимость между пределом пропорциональности и рассчитанной с помощью формулы Герсеванова (по отказам, замеренным не при добивке, а при забивке свай) «предель-

ной нагрузкой» без коэффициента 0,7. Дальнейшие исследования позволили уточнить пределы применимости формулы Герсеванова (10). В частности, зависимость между величиной отказа при забивке и коэффициентом: $K = P_{Герс}/P_{забив}$ (рис. 6), показывает, что лучшая сходимость между результатами полученными по формуле Герсеванова, и пределом пропорциональности отмечается в интервале отказов $e = 2...15$ мм. При $e > 15$ мм формула Герсеванова дает заниженные результаты. Завышенные результаты наблюдаются при $e < 2$ мм. Установленные пределы подтверждают, что формула Герсеванова применима только для определения предела пропорциональности. Анализ статических испытаний показал, что боковое трение полностью мобилизуется при «сдвиговой осадке» 1,5...2,5 мм (P_2), а предел пропорциональности достигается при осадках 5...15 мм (в зависимости от деформативности грунта под острием сваи и от длины сваи). Когда отказы при забивке не менее 2 мм (т.е. менее сдвиговой осадки) потери энергии из-за поглощения ее боковой поверхностью намного больше, чем при отказах более 2 мм. При отказах более 15...20 мм из-за разрушения структуры грунта деформации выпора грунта из-под острия сваи преобладают, т.е. под острием возникает критическое напряженное состояние грунта. По всей вероятности, формула Герсеванова не может отразить работу сваи при достижении критического состояния грунта под острием.

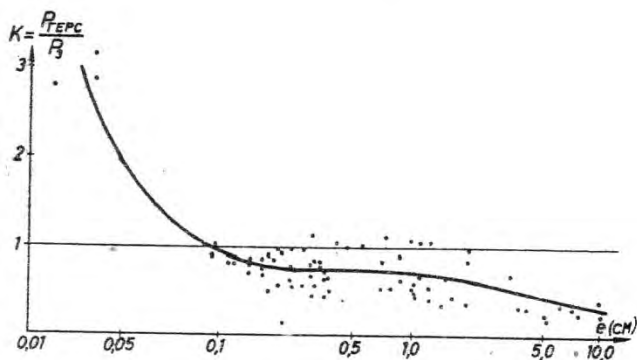


Рис. 6. Зависимость соотношений $K = P_{Герс}/P_{забив}$ от величины отказа e

Лучшие результаты в инженерно-геологических условиях Эстонии дает применение видоизмененной формулы Гейта (рис. 7) Э.Киллар

предложил изменить в ней величину коэффициента «К», увязав ее с отказом и с энергией удара. Если при определении коэффициента «К» учитывается только отказ, то коэффициент корреляции достигает 0,9. Для железобетонных свай, если их отказ менее 5мм, получаем $K = 3$, а при $e = 0,1 \dots 0,2$ см имеем $K = 4$.

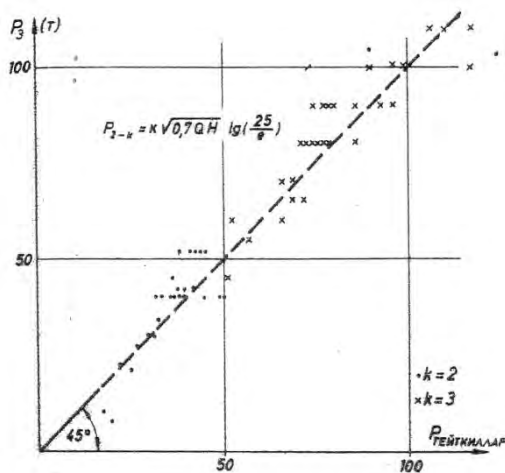


Рис. 7. Связь между P_3 и величиной $P_{Гейт-Киллар}$ подсчитанной при значениях $K = 2$ и 3 .

Как отмечалось, в некоторых инженерно-геологических условиях Эстонии применение динамических формул дает искаженные результаты. Это происходит в следующих случаях:

1. Если в разрезе имеются глинистые грунты твердой и твердопластичной консистенции (кембрийские глины, предглинтовая морена, девонские глины), то в них происходит сильное перемятие грунта в ходе забивки, связанное с сопротивлением сдвигу, которое составляет лишь 10–30 % от значения в природном состоянии. В течении «отдыха» в подобных грунтах большая часть сопротивления сдвигу восстанавливается, достигая после 2-3 месячного отдыха 0,5...0,8 от первоначального значения. Так, испытания в Таллинне показали, что при забивке с отказами $e = 0,8 \dots 1,5$ см несущая способность свай равна 25...50 тс. В ходе «отдыха» этих свай величины бокового трения достигают 5...12 т/м², а их предел пропорциональности в 3...4 раза превышает величины, которые определены по динамическим формулам.

В подобных глинистых грунтах применение динамического метода надо считать нецелесообразным.

2. Если в разрезе имеются супеси с консистенцией около 1, а отказы в процессе забивки свай $e < 0,3$ см, то динамический метод в 2...3 раза переоценивает несущую способность свай, что объясняется проявлением отрицательного порового давления в уплотненной зоне под острием свай (уплотнение под острием имеет для супесей большое значение). Последующее снижение во времени несущей способности связано с изменением знака порового давления и с релаксацией напряжений. В тех же грунтах при $e > 1,5$ см забивка свай вызывает полное нарушение структуры супесей под острием и переход грунта в текучее состояние. Сопротивление сдвигу подобной массы близко к нулю. Из вышеизложенного следует, что если желательно применять динамический метод испытаний свай в супесях, необходимо выбирать энергию удара молота так, чтобы отказы находились в пределах 0,7...1,5 см.

3. Если в грунтовой толще имеются напорные грунтовые воды, или если разрез сложен грунтами, чувствительными к динамическим воздействиям (южно-эстонская морена, пески с органическим веществом в виде коллоидов, озерно-ледниковые супеси), то возникающее при забивке свай в такие грунты гидродинамическое давление обычно увеличивает отказ. Это приводит к недооценке несущей способности свай, определенной по динамическим формулам. Если же имеются плотные пылеватые и мелкие пески, то напорные воды и гидродинамическое давление грунтовой воды вызывают временный рост сопротивления грунта под острием при забивке свай и снижение отказов в ходе забивки. Как следствие, несущая способность свай переоценивается. Поэтому в подобных условиях динамические испытания свай должны использоваться как вспомогательный метод совместно со статическими испытаниями.

4. Если разрез сложен рыхлыми песками (в том числе с органическим веществом) и гравийно-галечными грунтами, то динамические воздействия обычно вызывают разрушение структуры песков и снижение их сопротивления сдвигу, что приводит к завышению отказов и к недооценке несущей способности свай. В гравийно-галечных же грунтах, для оценки плотности и прочности которых пока еще отсутствуют единые методы, при забивке свай установлены несколько заниженные величины отказов, что приво-

дит к завышенным значениям несущей способности свай, получаемым по динамическим формулам.

Литература

1. Россихин, Ю.В. Использование инженерных методов для расчетов развития во времени осадок оснований. Методы оценки эффективности фундаментов с учетом фактора времени / Ю.В. Россихин. – Рига, 1975. – С. 5–87.

2. Broms, B. Pile foundation for the Kuwait Towers / B. Broms, L. Hill. – Moscow, 1973. – VIII ICOSMAFE. – P. 33–39.

3. Метс, М.О соответствии расчетных схем и расчетных параметров. Инженерные изыскания для строительства / М. Метс. – Вильнюс, 1975. – С. 42–45.

4. Bjerrum, L. Problems of soil mechanics and construction on soft clays and unstable soils / L. Bjerrum. – Moscow, 1973. – VIII ICOSMAFE. – P. 111–152.

5. Маслов, Н.Н. К оценке устойчивости и деформации гидротехнических сооружений / Н. Н. Маслов // Труды 1 Всесоюзного Симпозиума по реологии грунтов. – Ереван: 1973, – С. 69–85.

6. Leonards, G.A. Main session / G.A. Leonards. – Moscow, 1973. – VIII ICOSMAFE. – P. 69–85.

7. Lind, E. Vaiade kandevõime määramine. Ehitusgeoloogia kogumik II / E. Lind, M. Mets. – Tallinn, 1967. – P. 83–87.

8. Murjama, S. The bearing capacity of a pile driven into soil and its new measuring method. Soil Found / S. Murjama, T. Shibata. – 1960. – Vol. I, № 2. – P. 2.

9. De Mello, V. Foundations on buildings in clay / V. De Mello. – Mexico, 1969. – VII ICOSMAFE. – P. 49–136.

10. Результаты динамических испытаний свай / К. Венгер [и др.] // Конференция Каунасского Политехнического Института. – Каунас, 1969. – С. 152–157.

11. Герсеванов, Н.М. Собрание сочинений / Н. М. Герсеванов. – М., 1947. – Т.1 – С. 283.

12. Месчан, С.Р. Экспериментальное исследование реологических свойств глинистых грунтов при сдвиге / С.Р. Месчан // Труды 1 Всесоюзного Симпозиума по реологии грунтов. – Ереван : б.н., 1973. – С. 86–131.