



DOI: 10.15593/2224-9826/2018.1.02

УДК 624.154; 624.156

ИССЛЕДОВАНИЕ СОВМЕСТНОЙ РАБОТЫ СВАИ И РОСТВЕРКА НА МОДЕЛЯХ

М. Метс¹, В. Леппик¹, Р. Неедо²

¹Эстонский сельскохозяйственный университет, Тарту, Эстония

²Kurmik Ltd, Выру, Эстония

О СТАТЬЕ

Получена: 15 октября 2017
Принята: 02 декабря 2017
Опубликована: 30 марта 2018

Ключевые слова:

клиновидные сваи, ростверк, сваи, осадка

АННОТАЦИЯ

Приведены результаты исследования совместной работы свай и ростверка на моделях. Использовались трубчатые металлические сваи и клиновидные сваи. Испытания проводились в лотке размером 3500×2000×2000 мм. При испытаниях применялся однородный среднезернистый песок, металлические сваи длиной 620 мм и диаметром 33,1 мм. В качестве ростверка использовалась металлическая плита размером 400×400×20 мм. Вторая серия опытов выполнялась на клиновидных сваях длиной 300 и 400 мм и металлическом ростверке. Испытания были проведены на высоком ростверке, когда работали только сваи, и на низком ростверке, когда сваи и ростверк работали совместно. Испытания металлических свай с высоким ростверком показали, что боковое сопротивление и порог ползучести не зависят от количества свай под ростверком, а предельная нагрузка увеличивается с ростом количества свай. При испытаниях с низким ростверком выяснилось, что до предельного состояния работают только сваи и лишь после этого включается в работу ростверк. Исследования клиновидных свай показали, что при забивке свай наблюдается выдавливание грунта. Несущая способность клиновидных свай возрастает с увеличением размеров сваи и плотности грунта. При испытаниях клиновидных свай с низким ростверком вначале в работу включается свая и после достижения предельного состояния – ростверк. Суммарная несущая нагрузка фундамента на клиновидных сваях зависит от несущей способности сваи в предельном состоянии и несущей способности ростверка. Если количество свай под ростверком 4 или больше, то несущая способность свайного фундамента возрастает с увеличением количества свай под фундаментом. Исследования показали, что учет совместной работы свай и ростверка позволяет сократить количество свай в свайном фундаменте и уменьшить его стоимость.

© ПНИПУ

© **Майт Метс (Таллин, Эстония)** – геотехнический консультант, вице-президент Эстонского геотехнического общества, e-mail: mait.mets@gmail.com.

Виллу Леппик (Тарту, Эстония) – бакалавр, инженер-строитель, преподаватель, e-mail: villu.leppik@emu.ee.

Роомельт Неедо (Выру, Эстония) – главный инженер, e-mail: roomelt@kurmik.ee

Mait Mets (Tallinn, Estonia) – Geotechnical Consultant, Vice President of Estonian Geotechnical Society, e-mail: mait.mets@gmail.com.

Villu Leppik (Tartu, Estonia) – B.Sc., Civil Engineer, Lecturer, e-mail: villu.leppik@emu.ee.

Roomelt Neeo (Võru, Estonia) – Chief Engineer, e-mail: roomelt@kurmik.ee.

STUDYING THE INTERACTION OF PILES AND GRILLAGE MODELS

M. Mets¹, V. Leppik¹, R. Needo²

¹Estonian University of Life Sciences, Tartu, Estonia

²Kurmik Ltd, Võru, Estonia

ARTICLE INFO

Received: 15 October 2017
Accepted: 02 December 2017
Published: 30 March 2018

Keywords:

wedge piles, grillage, piles,
settlement

ABSTRACT

This paper investigates the interaction of grillage and piles with pile models. Steel pipes and concrete wedged piles were used. The tests were performed in a 3500×2000×2500 concrete box with medium-grained sand. The metal piles were 620 mm tubes with a diameter of 33.1 mm. The grillage was a metal plate 400×400×20 in size.

The other series of tests was carried out with concrete wedge piles that were 300 and 400 mm in length and with metal grillage. The tests were made with a high grillage, when only the piles were performing; and the tests were made with a low grillage, when the function was divided between the piles and the grillage. The high grillage tests indicated that the shaft resistance and creep point do not depend on the number of piles in the foundation, but it does affect the ultimate load of the piles.

The tests with a low grillage show that piles function as the primary load bearers up till their ultimate capacity, from which point the grillage switches into the combination.

If the number of piles under the grillage is 4.5 and 9, the creep point and ultimate pressure on the pile foundations will rise with the number of piles used.

The tests with wedge piles showed that in driving and loading wedge piles, the soil gets pressed out. The load bearing capacity of wedge piles grows with the rise in pile size and the density.

The tests carried out using the combination of grillage and piles showed that the piles function as the primary load bearers up till their ultimate capacity is reached. It is only then that the grillage starts to work. The bearing capacity of the pile foundation consists of the sum of the ultimate load bearing capacity of the piles plus the bearing capacity of the grillage. The study shows that the idea of considering the interaction between piles and grillage allows us to reduce the number of piles used in pile foundations, as well as the cost of pile foundations in the future.

© PNRPU

Для правильного понимания совместной работы свай и ростверков в Эстонском сельскохозяйственном университете были проведены модельные исследования. Было изучено поведение металлических свай и клиновидных свай с металлическим ростверком и выявлены физические явления, сопровождающие эти процессы [1–6].

Исследования были проведены в железобетонном ящике (3500×2000×2000 мм). В качестве грунта использовали среднезернистый песок. Объемный вес сухого грунта 14 кН/м³, влажность 4 %, степень плотности $I_D = 0,43$, угол внутреннего трения – 35°.

Первая серия опытов была проведена с металлическими сваями диаметром 33,1 мм и длиной 620 мм. В качестве ростверка использовали металлическую плиту размерами 400×400×20 мм.

Опыты были проведены с высоким и низким ростверком (где свая и ростверк работают совместно). Схема опытов приведена в табл. 1.

В опытах с высоким ростверком были определены боковое сопротивление свай N_a , порог ползучести N_y для свай и предельная нагрузка для свай N_f . Были рассчитаны удельное сопротивление боковой поверхности и сопротивление острия при N_y и N_f (табл. 2, рис. 1).

Из табл. 2 и рис. 1 следует, что боковое давление и сопротивление острия (при N_y) не зависят от количества свай под высоким ростверком. Но на удельное сопротивление острия при N_f количество свай влияет, и эта величина возрастает с увеличением количества свай под ростверком.

Таблица 1

Информация о проведенных опытах высоким ростверком

Table 1

Information about the conducted experiments with a high grillage

Номер опыта	Модель	Число свай	Расстояние между сваями, мм	Соотношения диаметра свай и расстояния между сваями
1	1 свая	1	–	–
2	ростверк + 1 свая	1	–	–
3	3 свай	3	125	3,8
4	ростверк + 3 свай	3	125	3,8
5	4 свай	4	180	5,5
6	ростверк + 4 свай	4	180	5,5
7	5 свай	5	125; 180	4; 5,5
8	ростверк + 5 свай	5	125; 180	4; 5,5
9	9 свай	9	90	2,7
10	ростверк + 9 свай	9	90	2,7
11	ростверк	–	–	–

Таблица 2

Результаты испытаний высоким ростверком

Table 2

Test results with a high grillage

Количество свай	N_a , кН	N_y , кН	N_f , кН	τ_a , кН/м ²	σ_y , кН/м ²	σ_f , кН/м ²
1	3	6	8	50	3000	5000
3	8	17	23	50	3000	5000
4	14	28	42	58	3500	7000
5	15	30	46	50	3000	6200
9	30	60	100	55	3300	7700

Примечание. N_a – боковое сопротивление свай; N_y – порог ползучести; N_f – предельное состояние; τ_a – удельное боковое сопротивление; σ_y – сопротивление острия при пороге ползучести; σ_f – сопротивление острия при предельных состояниях.

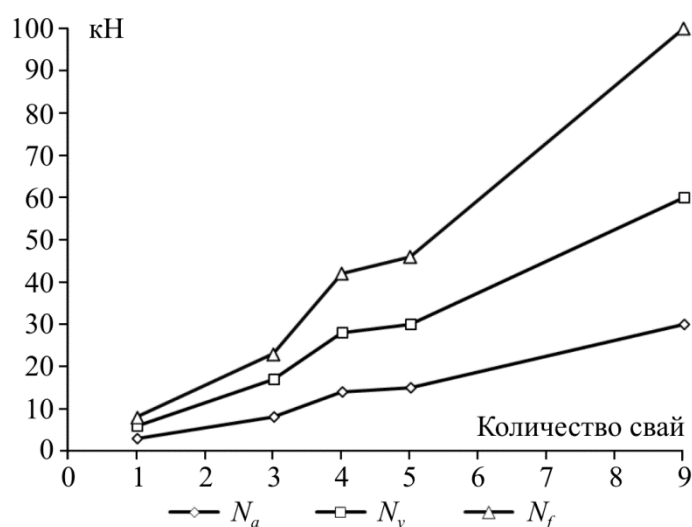


Рис. 1. Зависимость N_a , N_y и N_f от количества свай
Fig. 1. Dependence of N_a , N_y , N_f on the number of piles

По всей вероятности, если количество свай больше, происходит слияние зон выпора под острием сваи и повышается сопротивление острия сваи.

Перед исследованием совместной работы сваи и ростверка были проведены испытания ростверка (штампа) и определена зависимость осадки от нагрузки: $S = f(N)$. По этому испытанию были определены предельное давление ($N_f = 140$ кН) и порог ползучести ($N_y = 100$ кН). Для этих величин рассчитаны удельное сопротивление при пороге ползучести $\sigma_y = 625$ кН/м² и при предельном состоянии $\sigma_f = 875$ кН/м² [4–7].

На рис. 2 приведен график перераспределения нагрузки между сваями и ростверком при нарастании нагрузки на свайный фундамент. Вначале нагрузка передается на сваи до момента, когда нагрузка на сваи превышает предельную нагрузку на сваи и свайный фундамент оседает до формирования контакта между ростверком и сваями.

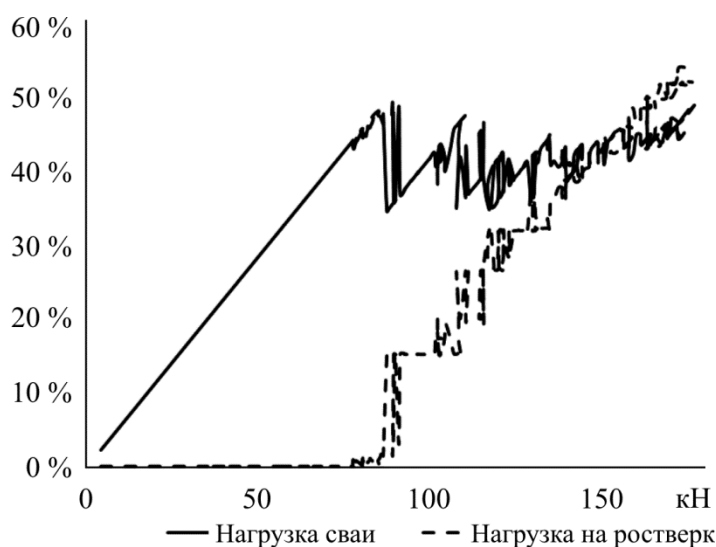


Рис. 2. Распределение нагрузки между сваями и ростверком
Fig. 2. The load distribution between piles and grillage

Опыты показали, что в начале нагружения работают только сваи и ростверк включается в работу при осадке 12 мм, но в дальнейшем вся нагрузка передается только через ростверк, и на графике можно выделить линейный участок от 60 до 150 кН (N_y), где происходит уплотнение грунта под ростверком и выдавливание грунта из-под острия сваи. После превышения нагрузки N_y начинаются нелинейные деформации свайного фундамента в целом и происходит выдавливание грунта (разрыхление) основания [8, 9].

На рис. 3 приведены величины порога ползучести N_y и предельной нагрузки для ростверка без сваи и свайного фундамента, под которым количество свай изменялось от 1 до 9.

Из графика следует, что если количество свай под ростверком 1 и 3, то несущая способность такого свайного фундамента меньше, чем одного ростверка. Но если количество свай под ростверком 4 и больше, то несущая способность свайного фундамента при N_y и N_f возрастает с увеличением количества свай. При 4 сваях несущая способность примерно равна сумме несущей способности сваи плюс ростверк. При 5 и 9 сваях несущая способность свайного фундамента выше.

В ходе опытов измерялось сопротивление острия сваи и боковое сопротивление свай. В табл. 3 приведены результаты полученных измерений.

Из табл. 3 видно, что несущая способность (предельное давление σ_f) ростверка без свай выше, чем со сваями. Сопротивление острия сваи и боковое сопротивление сваи на-

много выше, чем при опытах с высоким ростверком (см. табл. 2). Это связано с увеличением нормального давления на боковую поверхность сваи и на уровне острия сваи.

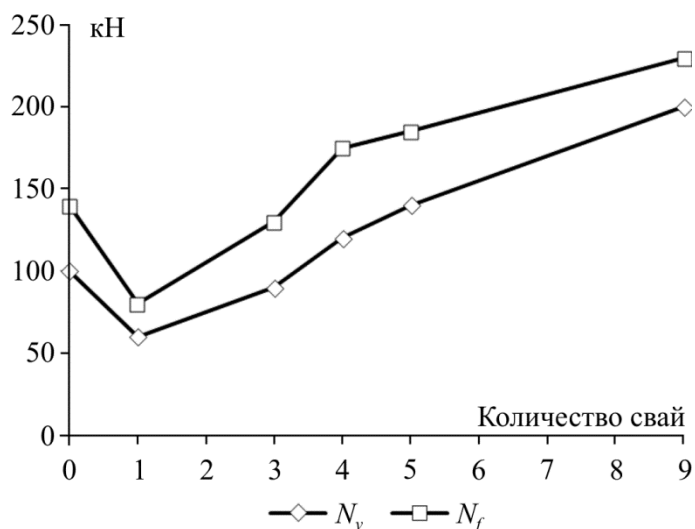


Рис. 3. Зависимость величин N_y и N_f от количества свай
Fig. 3. Dependence of the values of N_y and N_f on the number of piles

Таблица 3

Удельное давление под ростверком, на боковой поверхности и под острием сваи

Table 3

Specific pressure under the grillage, on the side and under the foot of the pile

Количество свай	Давление под ростверком, кН/м ²	Давление под острием сваи при предельном состоянии, кН/м ²	Удельное сопротивление по боковой поверхности, кН/м ²
3	540	8000	120
4	575	12 000	160
5	625	9000	130
0	875	—	—

Эти исследования показали, что для включения в работу ростверка необходимо, чтобы сваи находились в предельном состоянии. Только выполнение этого условия позволяет сформировать нормальный контакт между грунтом и ростверком и передать через ростверк на грунт часть нагрузки [9–12].


Клиновидные сваи. Для изучения поведения клиновидных свай были изготовлены модели, которые приведены в табл. 4.

Таблица 4

Размеры моделей клиновидных свай

Table 4

Dimensions of models of wedge-shaped piles

	Обозначение длина/ширина (в см) клиновидной сваи	Размеры				Объем, м ³
		L, мм	a, мм	b, мм	c, мм	
	KV 30/3	300	86	30	8	423
	KV 40/3	400	120	30	16	816
	KV 40/6	400	120	60	16	1632

Вначале исследовалось поведение одиночных клиновидных свай. При этом изучалось поведение грунта при забивке клиновидных свай и при испытании этих свай вертикальной нагрузкой [5–7, 13, 14]. Поверхность грунта вокруг свай в ходе забивки и в ходе статических испытаний поднималась вокруг свай, как это для примера показано на рис. 4.

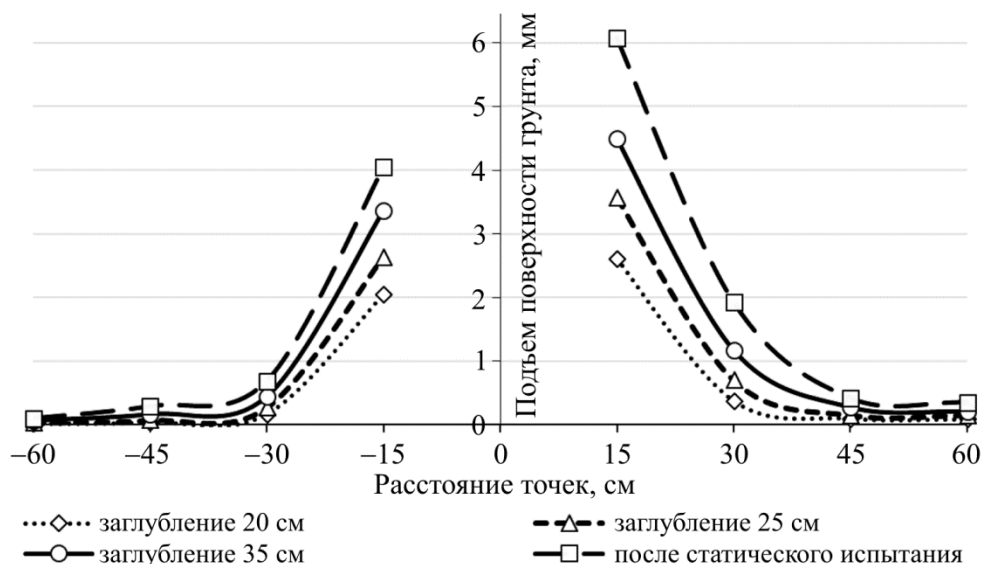


Рис. 4. Подъем поверхности грунта около 30 см свай при забивании до глубины 20, 25, 30 см и в конце статического испытания

Fig. 4. The rise of the ground surface of about 30 cm of the piles during driving to depths of 20, 25, 30 cm and at the end of the static test

Поведение грунта в ходе погружения клиновидных свай было изучено в рыхлом и плотном песке.

При забивке модели KV 30/3 объемом 423 см³ объем подъема рыхлого грунта составлял 571 см³, объем плотного грунта – 1688 см³. Уплотнение грунта происходит только в нижней половине свай и начинается на расстоянии 20–30 см от поверхности свай, и в этой зоне степень плотности I_D нарастает в рыхлых песках от 0,35 до 0,46. Объем этой уплотненной зоны сложно определить, но по пенетрационным опытам это больше, чем объем свай.

Одиночные свай были испытаны вертикальной нагрузкой. В ходе испытаний было изучено боковое сопротивление свай N_a , порог ползучести свай N_y и предельное состояние свай N_f .

Средние результаты приведены в табл. 5.

Таблица 5

Результаты испытаний клиновидных свай

Table 5

Test results of wedge-shaped piles

Свая	Величины				
	ρ_d , кН/м ²	I_D	N_a , кН	N_y , кН	N_f , кН
KV 30/3	1,58	0,8	3,5	8	13
KV 40/3	1,46	0,29	2,5	5,5	9,5
KV 40/6	1,46	0,29	5	11,5	19
KV 30/3	1,47	0,30	2	4,5	8

Примечание. ρ_d – плотность сухого песка; I_D – степень плотности; KV 30/3 – длина/ширина (в см) клиновидной свай.

Удельное боковое сопротивление клиновидных свай в рыхлом песке составляло 36–46 кН/м², в плотных песках – 80 кН/м². В рыхлых песках несущая способность клиновидных свай в 1,7 раз меньше, чем в плотных песках. При обработке данных были определены следующие зависимости между характерными нагрузками:

$$N_a = 0,4N_y, \quad N_y = 0,6N_f, \quad N_a = 0,25N_f.$$

Эти зависимости совпадают с подобными зависимостями для производственных клиновидных свай длиной от 1,5 до 3,0 м.

Вначале была испытан ростверк без свай. В результате опыта порог ползучести одного ростверка составлял 34 кН (340 кПа), предельная нагрузка – 43кН (420 кПа).

Принципиальная схема совместной работы ростверка и свай (две свай 40/3 + ростверк) приведена на рис. 5.

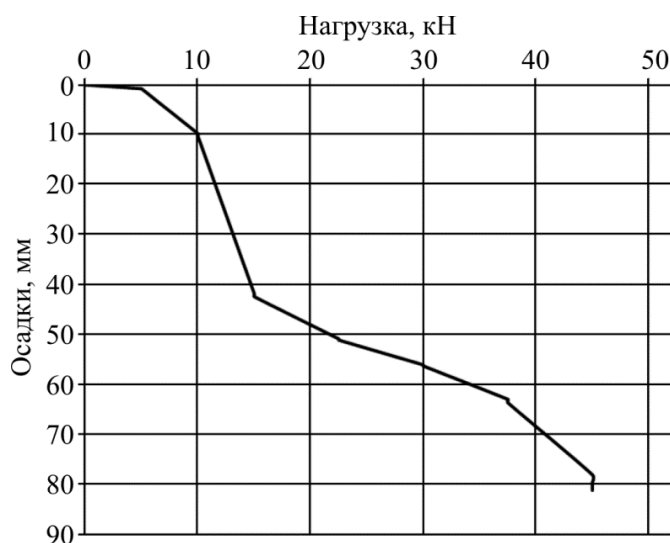


Рис. 5. Зависимость осадки от нагрузки для свайного фундамента
Fig. 5. The dependence of the settlement load for pile foundation

В начале нагружения начинают работать свай, и их боковое сопротивление $N_a = 5$ кН, порог ползучести $N_y = 10$ кН. После этого свайное основание переходит в нелинейное состояние, и эти нелинейные деформации развиваются до нагрузки 15 кН (осадка 48 мм). При этой нагрузке включается в работу ростверк. Линейное поведение ростверка проходит до 37,5 кН (порог ползучести всего свайного фундамента), и разрушение основания происходит при нагрузке 45 кН.

В табл. 6 приведены данные, которые характеризуют работу свай до включения в работу ростверка (KV 40/3).

Таблица 6

Величины N_y и N_f для свай до включения в работу ростверка

Table 6

Values N_y and N_f for piles until the grillage start to work

Количество свай	Величины			
	N_y , кН	N_y для одной свай, кН	N_f , кН	N_f для одной свай, кН
1	3,8	3,8	7,5	7,5
2	9	4,5	15	7,5
3	13	4,3	20	6,7

При добавлении одной сваи в группу увеличивается порог ползучести N_y и предельное состояние N_f на величину несущей способности одной сваи, но если сравнить приведенные в табл. 6 величины с величинами испытания одиночных клиновидных свай (см. табл. 5), то видно, что эти величины отличаются и величины N_f под ростверком меньше, чем при испытании одиночных свай. Для N_f это объясняется включением в работу ростверка, что не позволяет свае достигать предельного состояния.

В табл. 7 приведены величины порога ползучести N_y и предельной нагрузки N_f свайного фундамента, когда совместно работают сваи и ростверк.

Таблица 7

Величины порога ползучести N_y и предельной нагрузки N_f

Table 7

Values of N_y creep strength and N_f ultimate load

Ростверк	N_y , кН	N_f , кН
		22,5
Ростверк + 1×40/3 клиновидных свай	28	37,5
Ростверк + 1×40/6 клиновидных свай	30	40
Ростверк + 2×40/3 клиновидных свай	35	45
Ростверк + 2×40/6 клиновидных свай	41	50
Ростверк + 3×40/3 клиновидных свай	42,5	55
Ростверк + 3×40/6 клиновидных свай	47	57,5

Из табл. 8 и 9 видно, что с ростом числа клиновидных свай под ростверком увеличивается несущая способность свайного фундамента N_y и N_f . Это при пороге ползучести можно наблюдать в табл. 6 и 7. Из таблиц следует, что каждая свая добавляет практически порогу ползучести ростверка величину порога ползучести одиночной сваи.

Таблица 8

Величины порога ползучести N_y с учетом прироста

Table 8

Values of N_y creep strength taking growth into account

Ростверк	Величины	
	N_y , кН	Δ , кН
		22,5
Ростверк + 1×40/3 клиновидных свай	28	5,5
Ростверк + 2×40/3 клиновидных свай	35	7
Ростверк + 3×40/3 клиновидных свай	42,5	7,5

Таблица 9

Величины порога ползучести N_y с учетом прироста

Table 9

Values of N_y creep strength taking growth into account

Ростверк	Величины	
	N_y , кН	Δ , кН
		22,5
Ростверк + 1×40/6 клиновидных свай	30	7,5
Ростверк + 2×40/6 клиновидных свай	41	11
Ростверк + 3×40/6 клиновидных свай	47	6

Исследование промышленных клиновидных свай (1,5–3,0 м) показало, что с ростом объема клиновидных свай уменьшается несущая способность 1 м³ свай. Это явление характерно и для модели клиновидных свай [15–17].

Для KV 40/6 несущая способность при N_f на кубический метр была 7047 кН/м³ и для свай KV 30/3 – 10 638 кН/м³.

При анализе полученных данных была установлена интересная зависимость между объемом клиновидных свай под ростверком и величинами N_y и N_f свайного фундамента, которая приведена на рис. 6. При этом рост N_f происходит быстрее, чем рост N_y .

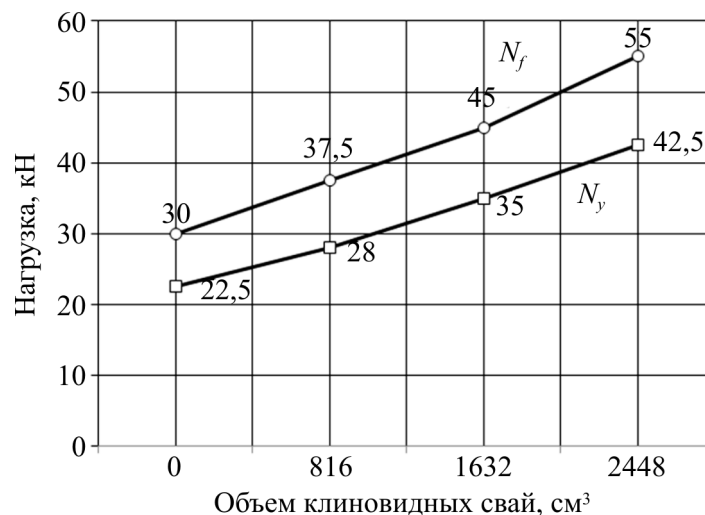


Рис. 6. Рост величин порога и предельного состояния от объема клиновидных свай

Fig. 6. The increase of values of creep strength and limit state depending on the volume of wedge piles

В целом проведенные исследования показали, что сегодня используется только малая часть несущей способности свайного фундамента. Приведенные результаты могут указать на эти возможности, но их необходимо проверять экспериментальными исследованиями действительных фундаментов.

Библиографический список

1. Mets M. Iseloomulike punktide meetod // Ehitusgeoloogia kogumik V. – Tallinn, 1991. – P. 42–63.
2. Kull T., Mets M., Leppik V. Interaction of piles and raft // Proceedings of 13th Baltic Sea Geotechnical Conference. “Historical Experience and Challenges of Geotechnical Problems in Baltic Sea Region”, 22–24 September. – Lithuania, 2016.
3. Mets M., Leppik V. Pile foundations in Estonia // ISSMGE – ETC 3 International Symposium on Design of Piles in Europe, 28–29 April. – Leuven, Belgium, 2016.
4. Kull T. Vaialuse kandevõime (The bearing capacity of piled raft): Master's Degree / Estonian University of Life Sciences, Institute of Forestry and Rural Engineering, Department of Rural Building, 2014.
5. Vares E. Kiilvaimudelite kandevõime liivas ja süvistamisel toimuvad pinnasemuutused (Bearing capacity of miniature wedged piles in sand and changes of soil caused by pile driving): Master's Degree / Tallinn University of Technology Tartu College of TUT, Department of Sustainable Technology, 2015.

6. Vares E. Kiilvaialuse kandevõime kujunemine ja käitumishinnang (Formation of wedged pile raft bearing capacity and the system behavioral assessment): Master's Degree / Tallinn University of Technology Tartu College of TUT, Department of Sustainable Technology, 2015.

7. Kiilvaivundamendid / A. Needo, M. Mets, J. Kärk, A.-A. Kuddu // Ehitusgeoloogia kogumik V. – Tallinn, 1991. – P. 138-145.

8. Инженерно-геологический отчет. Рекомендации по оценке инженерно-геологических свойств слабых разновидностей морен для целей строительства на примере Эстонской ССР (слабые моренные грунты) / О. Таммемяе, Э. Листра, П. Кильдер, П. Тальвисте, А. Нийн, А. Нийн // Работа № 4266X/4456X. – Таллин: Гос. ин-т инженерных изысканий, 1987.

9. Kiilvaivundamendtide arvutamise, projekteerimise ja ehituse instruksioon, VEN 57-86 / A. Needo, T. Väli, E. Needo, V. Jaaniso, A. Kuddu, M. Mets, J. Kark. – Tallinn: ENSV Ministrite Nõukogu Riiklik Ehituskomitee, 1986.

10. Kiilvaiade kandevõime / O. Tammemäe, E. Listra, T. Väli, H. Ong // Ehitusgeoloogia kogumik, V. – Tallinn, 1991. – P. 146–156.

11. Mets M. Vaia kandevõime // Ehitusgeoloogia kogumik, IV. – Tallinn, 1977. – P. 160–175.

12. Killar E., Mets M., Vares J. Vaia kandevõime määramise võimalustest rammimisandmeil // Ehitusgeoloogia kogumik, IV. – Tallinn, 1977. – P. 176–182.

13. Mets M., Leppik V., Ruben T. Lida brewery pile foundations. – Baltic Piling, 2013, CRC Press.

14. Mets M., Leppik V., Needo A. Wedged piles under light structures // Proceedings of the 19th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. – Seoul, South-Korea. – 2017. – P. 943–946.

15. Russo G., Viggiani C. Factors controlling soil-structure interactions for piled rafts // Darmstadt Geotechnics (Darmstadt University of Technology). – 1998. – No. 4. – P. 297–322.

16. Sanctis de L., Mandolini A. Bearing capacity of piled raft on soft clay soils // Journal of Geotech and Geoenvironmental Eng. – 2006. – No. 132. – P. 11.

17. Viggiani C, Russo G., Basile F. Non-linear analysis of pile groups – Discussion // Proceedings of the institution of Civil Engineers. – Geotechnical Engineering. – 2000. – No. 143. – P. 241–244.

References

1. Mait Mets. Iseloomulike punktide meetod [Feature point method]. *Ehitusgeoloogia kogumik*, V. Tallinn, 1991, pp. 42–63.

2. Kull T., Mets M., Leppik V. Interaction of Piles and Raft. *Proceedings of 13th Baltic Sea Geotechnical Conference. "Historical Experience and Challenges of Geotechnical Problems in Baltic Sea Region"*, 22–24 September, Lithuania, 2016.

3. Mets M., Leppik V. Pile foundations in Estonia. *ISSMGE – ETC 3 International Symposium on Design of Piles in Europe*, 28–29 April, Leuven, Belgium, 2016.

4. Tõnis Kull. Vaialuse kandevõime [The bearing capacity of piled raft]. Master's Degree. Estonian University of Life Sciences, Institute of Forestry and Rural Engineering, Department of Rural Building, 2014.

5. Erko Vares. Kiilvaimudelite kandevõime liivas ja süvistamisel toimuvad pinnasemuutused [Bearing capacity of miniature wedged piles in sand and changes of soil caused by pile driving]. Master's Degree. Tallinn University of Technology Tartu College of TUT, Department of Sustainable Technology, 2015.

6. Erik Vares. Kiilvaialuse kandevõime kujunemine ja käitumishinnang [Formation of wedgepiled raft bearing capacity and the system behavioral assessment]. Master's Degree. Tallinn University of Technology Tartu College of TUT, Department of Sustainable Technology, 2015.

7. Needo A., Mets M., Kärk J., Kuddu A.-A. Kiilvaivundamendid [Wedge piles foundation]. *Ehitusgeoloogia kogumik*, V. Tallinn, 1991, pp. 138-145.

8. Tammemäe O., Listra E., Kilder P., Talviste P., Niin A., Niin A. Inzhenerno-geologicheskii otchet. Rekomendatsii po otsenke inzhenerno-geologicheskikh svoistv slabykh raznovidnostei moren dlia tselei stroitel'stva na primere Estonskoi SSR (slabye morennye grunty). Rabota № 4266Kh/4456Kh. Tallin, Gosudarstvennyi institut inzhenerykh izyskanii [Engineering geological report. Recommendations for the evaluation of geotechnical properties of a weak species Morin for construction purposes on the example of the Estonian SSR (weak moraine soils). Number 4266X/4456X]. 1987.

9. Needo A., Väli T., Needo E., Jaaniso V., Kuddu A., Mets M., Kark J. Kiilvaivundamendtide arvutamise, projekteerimise ja ehituse instruksioon, VEN 57-86 [Wedge piles foundation calculation, design and construction of instruction]. Tallinn, ENSV Ministrite Nõukogu Riiklik Ehituskomitee, 1986.

10. Tammemäe O., Listra E., Väli T., Ong H. Kiilvaiade kandevõime [Wedged piles load capacity]. *Ehitusgeoloogia kogumik*, V. Tallinn, 1991, pp. 146-156.

11. Mets M. Vaia kandevõime [Pile load capacity]. *Ehitusgeoloogia kogumik*, IV. Tallinn, 1977, pp. 160-175.

12. Killar E., Mets M., Vares, J. Vaia kandevõime määramise võimalustest rammimisandmeil [Pile load capacity, determination of the possibilities rammimisandmeil]. *Ehitusgeoloogia kogumik*, IV. Tallinn, 1977, pp. 176-182.

13. Mets M., Leppik V., Ruben T. Lida brewery pile foundations. Baltic Piling, 2013, CRC Press.

14. Mets M., Leppik V., Needo A. Wedged Piles under Light Structures. *Proceedings of the 19th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Seoul, South-Korea, 2017, pp. 943-946

15. Russo G., Viggiani C. Factors controlling soil-structure interactions for piled rafts. *Dramstadt Geotechnics (Dramstadt University of Technology)*, 1998, no. 4, pp. 297-322.

16. Sanctis de L., Mandolini A. Bearing Capacity of Piled Raft on Soft Clay Soils. *Journal of Geotech and Geoenvironmental Eng*, 2006, no. 132, p. 11.

17. Viggiani C., Russo G., Basile F. Non-linear analysis of pile groups – Discussion. *Proceedings of the institution of Civil Engineers. – Geotechnical Engineering*, 2000, no. 143, pp. 241-244.