

ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ, ПОДЗЕМНЫЕ СООРУЖЕНИЯ

УДК 624.131.526:624.151.5

DOI: 10.31675/1607-1859-2018-20-2-194-206

*С.И. АЛЕКСЕЕВ, С.О. КОНДРАТЬЕВ,
Петербургский государственный университет путей сообщения
Императора Александра I*

МЕТОДИКА ПРОЕКТИРОВАНИЯ ФУНДАМЕНТОВ НА ЕСТЕСТВЕННОМ ОСНОВАНИИ ПО ЗАДАННОЙ ОСАДКЕ

Статья посвящена разработанной методике расчёта фундаментов мелкого заложения на естественном основании по заданной осадке, преимуществами которой являются: обеспечение наилучших условий функционирования надземных конструкций за счёт уменьшения неравномерности осадок фундаментов до минимально допустимого значения, снижение ресурсозатрат на устройство фундаментов за счёт использования стадии нелинейного деформирования грунта. Изложены основные положения и допущения предлагаемой методики. Представлены результаты лотковых штамповых испытаний, на основе которых определены поправочные коэффициенты. Произведён сравнительный анализ полученных экспериментальных данных и результатов расчётов по различным методикам определения осадки, который показал удовлетворительное для инженерного подхода совпадение результатов при давлении до 0,7 от предельного, что подтверждает корректность принятых допущений.

Ключевые слова: расчёт деформации; осадка фундамента; инженерный метод; фундамент мелкого заложения; фундамент на естественном основании.

Для цитирования: Алексеев С.И., Кондратьев С.О. Методика проектирования фундаментов на естественном основании по заданной осадке // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. 2018. Т. 20. № 2. С. 194–206.

*S.I. ALEKSEEV, S.O. KONDRAT'EV,
Emperor Alexander I St. Petersburg State Transport University*

SPREAD FOUNDATION CALCULATION ACCORDING TO PREDETERMINED SETTLEMENT

Purpose: The aim of this work is to improve the functioning conditions for building superstructures due to non-uniformity minimization of spread foundation settlements down to its ultimate value. **Design technique:** The main conditions and assumptions of the proposed design technique for shallow spread foundation calculation according to a given settlement are based on the analytical method. Settlement correction indices for the nonlinear stage of soil deformation are obtained experimentally in trough plate bearing tests. **Findings:** The reduction in the settlement non-uniformity of shallow spread foundations is provided by the proposed design technique

which involves rather accurate analysis of foundation settlements. At the initial design stage of sizing the settlement, the non-linear soil deformation is used to provide the extension of the settlement value range. A nonlinearity factor of the elasto-plastic foundation is used to determine its settlement at a given stage of soil deformation. This factor is obtained from the volume change trajectory of the yielding area calculated with the following assumptions. For the linearly deformed half-space, the boundary of applicability is 1.1 of the initial critical soil pressure; when the foundation achieves the ultimate pressure (according to Coulomb's wedge theory), the yielding area volume also achieves a certain ultimate value; the foundation transition to the ultimate limit state is a complex, random process. Examination of the physical nature in the soil deformation analysis is improved by a transition from a piece-wise approximation of the dependence between the foundation base pressure and yielding area volume to the continuous function and the initial critical soil pressure introduced as a phase transformation criterion instead of the estimated resistance. The account for these conditions and deformation processes of different-density soils requires the improvement of design formulas. Therefore, we carry out trough plate bearing tests and introduce correction factors based on the results obtained. Their careful comparison with calculations of other authors and numerical simulation with the Mohr – Coulomb model, shows good agreement and proves the assumption correctness. **Results:** The proposed technique allows designing foundations using the predetermined settlement via its non-uniformity reduction down to the minimum allowable value, thereby avoiding the main weakness of the foundation design approach, i.e. the pressure balance under the foundation base using the design resistance. This pressure balance contributes to the different volume of foundation soils involved in work beneath, thereby causing the settlement non-uniformity. Calculations based on the settlement restriction prevent superstructures from crack propagation and provide the quality change in design of shallow spread foundations. **Practical implications:** Allowing for the non-linear soil deformation, the foundation base pressure can be increased relative to the soil design resistance. Hence, the foundation calculation will be less material-intensive due to the reduction in its size and labor costs during the construction. The developed BRNL-FT software package allows simplifying the proposed method which will be rather resource-efficient for foundation engineering. The proposed method can be used in spread foundation design, the safety factor for bearing capacity being ensured. **Originality/value:** Research results show good agreement between experimental data and theoretical calculations obtained by the proposed method. So does the comparison with results of other authors obtained within the pressure ranging between 1.1 of initial critical and 0.7 of ultimate at different values of soil density.

Keywords: deformation analysis; foundation settlement; engineering approach; shallow foundation; spread foundation.

For citation: Alekseev S.I., Kondrat'ev S.O. Metodika proektirovaniya fundamentov na estestvennom osnovanii po zadannoi osadke [Spread foundation calculation according to predetermined settlement]. Vestnik Tomskogo gosudarstvennogo arkhitekturno-stroitel'nogo universiteta – Journal of Construction and Architecture. 2018. V. 20. No. 2. Pp. 194–206. (rus)

Введение

При проектировании оснований фундаментов зданий и сооружений промышленного и гражданского назначения определяющим в большинстве случаев является расчёт по деформациям. Цель данного расчёта – ограничение перемещений фундаментов значениями, обеспечивающими условия нормальной эксплуатации сооружения и его долговечность. При этом в самом общем виде проверка сводится к удовлетворению следующего неравенства:

$$S \leq S_u, \quad (1)$$

где S – осадка основания фундамента; S_u – предельное значение осадки основания фундамента.

Обеспечение наилучшего совпадения фактических и теоретических (расчётных) значений осадок фундаментов обуславливает надёжность, долговечность и безопасность принятых проектных решений на протяжении всего эксплуатационного цикла здания и является особенно актуальной задачей механики грунтов при учёте в расчётах нелинейной стадии деформирования грунтов основания, позволяющей получить наиболее экономичные варианты фундаментов. Совершенствование деформационного расчета возможно осуществить, анализируя обе части неравенства (1).

В левой части неравенства (1) отображается множество подходов по определению S , отличающихся расчётными предпосылками и в самом общем смысле выбором совокупности наиболее влияющих факторов на напряжённо-деформированное состояние (НДС) грунтов основания. Правую часть (1) возможно контролировать на основе эмпирического подхода (наблюдения за деформациями оснований) и теоретического анализа НДС надфундаментных конструкций, исходя из деформаций основания. Обобщение статистических данных о деформациях основания в конкретных условиях позволяет для некоторых конструкций установить официальные нормы допускаемых осадок и их неравномерностей [1]. Однако возрастающее практическое использование в строительстве современных материалов, широкое распространение нетиповых проектных решений приводят к затруднениям в статистически обоснованной оценке предельно допустимых деформаций основания, что актуализирует их рассмотрение исходя из анализа НДС надфундаментных конструкций [2].

Нормативный подход¹ к определению осадки основания фундаментов заключается в использовании расчётных схем линейно деформируемого полупространства и линейно деформируемого слоя, ограничивающих среднее давление под подошвами фундаментов величиной расчётного сопротивления грунта R . В сущности, R представляет собой начальное критическое давление [3], дополненное повышающими коэффициентами, сдвигающими границу линейной теории упругости в область нелинейной работы основания [4], т. е. является некоторой условной величиной. Таким образом, при анализе методики нормативного подхода очевидно, что она направлена на выравнивание давлений под подошвами фундаментов сооружения с помощью величины R . Однако данное обстоятельство принципиально способствует возникновению неравномерных осадок в силу различий объёмов вовлекаемых в работу грунтов оснований под различными фундаментами [5] и, следовательно, обуславливает развитие осадочных трещин в надфундаментных конструкциях здания. Для разрешения данной проблемы разработан метод заданной осадки [6, 7], в котором её величина назначается для множества рассчитываемых фундаментов на начальном этапе проектирования, что снижает неравномерность осадок до минимального значения, позволяя обеспечить наилучшие условия функционирования надфундаментных конструкций, и предоставляет возможность получить наименее материалоемкие решения за счёт использования нелинейной стадии деформирования грунтов.

¹ СП 22.13330.2016. Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01–83* / НИИОСП им. Н.М. Герсеванова – институт АО «НИЦ «Строительство». М.: Минстрой, 2016. 220 с.

Теоретическая часть

Общеизвестно, что НДС грунта при его нагружении существенно различается: в качестве критерия фазового перехода допустимо рассматривать начальное критическое давление $P_{н.кр}$ [3]: до его достижения грунт основания работает в линейной стадии деформирования, при превышении $P_{н.кр}$ в грунте формируются зоны пластических деформаций, что соответствует нелинейному характеру деформирования грунта и требует иных расчётных предпосылок. Для проектирования оснований и фундаментов за пределами теории линейно деформируемого полупространства используются различные подходы (например, деформационная теория пластичности, теория пластического течения, приближённые инженерные методы) [5]. Использование первых подходов позволяет получить наиболее точные результаты, однако их применение предполагает более трудоёмкие процедуры вычислений и получения экспериментальных данных. Предлагаемый метод заданной осадки относится к третьей группе – группе приближённых инженерных методов, описывающих аналитически с достаточной точностью осадку фундамента при упруго-пластической работе основания.

В интервале давления на грунт основания $P_{н.кр} \leq P_i < P_{пр}$ (P_i – фактическое давление под подошвой фундамента; $P_{пр}$ – предельное давление на грунт основания) каждому приращению внешней нагрузки будет соответствовать существенно отличающееся состояние грунта. В процессе нагружения основания изменение объёма областей пластических деформаций V_i может быть представлено графической зависимостью $V_i = f(P_i)$ (рис. 1), рассматриваемой исходя из следующих принятых допущений [5, 8]:

– при достижении $P_{пр}$ (согласно теории предельного равновесия грунта [9] на основание (для фундамента с определёнными размерами) объём зон пластических деформаций также достигнет предельного значения $V_{пр}$ (точка M на рис. 1);

– процесс перехода основания в предельное состояние может быть представлен траекторией изменения объёма зон пластических деформаций, обладающей в общем случае сложным (случайным) характером;

– за границу линейно деформируемого полупространства примем величину $1,1P_{н.кр}$, допуская, что интервал давлений ($P_{пр} - P_{н.кр}$) разбит на конечные малые отрезки $0,1P_{н.кр}$.

Расчётной траектории a (рис. 1), на основе рассмотренных допущений, придаётся наиболее вероятный вид при условии рассмотрения слоя грунта под подошвой фундамента как совокупности сечений, стремящихся к точке M . Для определения объёма зон пластических деформаций V_i в первом приближении при действии P_i необходимо определить пересечение среднего значения давления в интервале ($P_i - P_{i-1}$), соединённого с точкой M , и восстановленного перпендикуляра из соответствующей P_i точки. Путем соединения вершин ординат полученных отрезков V_i производится построение расчётной траектории a . Увеличение объёма зон пластических деформаций V_i при $P_i > 1,1P_{н.кр}$ относительно объёма данных зон V_0 при $P_i = 1,1P_{н.кр}$ после ряда геометрических преобразований (рис. 1) [6] можно аналитически описать с использованием коэффициента нелинейности упругопластического основания K_i :

$$K_i = \frac{P_{\text{пр}} - 1,05P_{\text{н.кр}}}{P_{\text{пр}} - P_i + 0,05P_{\text{н.кр}}}, \quad (2)$$

где $P_{\text{н.кр}}$ – начальное критическое давление на грунт основания; $P_{\text{пр}}$ – предельное давление на основание (несущая способность); P_i – фактическое давление под подошвой фундамента.

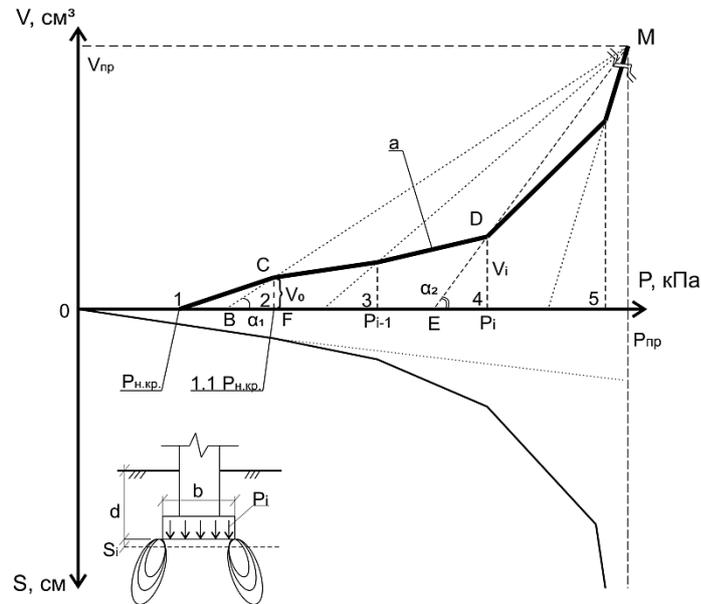


Рис. 1. Зависимости $V_i = f(P_i)$ и $S_i = f(P_i)$ для определённого фундамента; a – расчётная траектория изменения объёма зон пластических деформаций в грунте основания по мере увеличения давления

Расчёт осадки фундаментов заданных размеров при давлении на грунт основания P_i больше $1,1P_{\text{н.кр}}$ для упругопластически деформируемого основания $S_{\text{уп},i}$ производится по следующей формуле [6]:

$$S_{\text{уп},i} = S_y \cdot K_i, \quad (3)$$

где S_y – осадка при $1,1P_{\text{н.кр}}$, вычисляемая по формуле Ф. Шлейхера [10].

Следует отметить, что в методике проектирования фундаментов по заданной осадке с использованием в качестве критерия фазового перехода расчётного сопротивления грунта R учёт различных плотностей сложения грунтов основания осуществляется с помощью варьирования расчётным интервалом давления (использование кусочно-линейной функции) [5]. Для предлагаемой методики, рассматриваемой в данной статье, в качестве расчётного критерия принимается начальное критическое давление $1,1P_{\text{н.кр}}$, а зависимость $V_i = f(P_i)$ (рис. 1) представляет собой непрерывную кривую, что в большей степени отражает физическую природу процесса деформирования грунта. Однако для осуществления корректных расчётов при использовании данного критерия также необходимо учитывать различия процессов деформирования для грунтов

различной плотности, что обуславливает необходимость введения дополнительных коэффициентов, для определения которых проведены штамповые лотковые испытания. Особенности деформирования песчаных и глинистых грунтов под штампом приведены в публикациях [11, 12].

Экспериментальная часть

Учёт плотности сложения грунтов при проектировании фундаментов методом заданной осадки по методике с критерием фазового перехода, равным $1,1P_{н.кр}$, осуществляется на основе введения соответствующих коэффициентов, полученных в эксперименте.

Штамповые испытания проводились в лаборатории кафедры «Основания и фундаменты» ПГУПС в лотке цилиндрической формы, заполненном пылеватым песком [13]. Его изображение и принципиальная схема испытания представлены на рис. 2. Основание из маловлажного пылеватого песка ($\varphi = 35^\circ$) перед каждым испытанием послойно уплотнялось в среднем до $\gamma = 13,6 \text{ кН/м}^3$ для всех задаваемых плотностей сложения. Нагрузка на круглый жёсткий штамп диаметром 7,5 см, расположенный на поверхности грунта, передавалась через рычажное устройство. Осадка штампа измерялась индикатором часового типа с ценой деления 0,01 мм. Полученные результаты обрабатывались в виде графической зависимости $S = f(P)$.

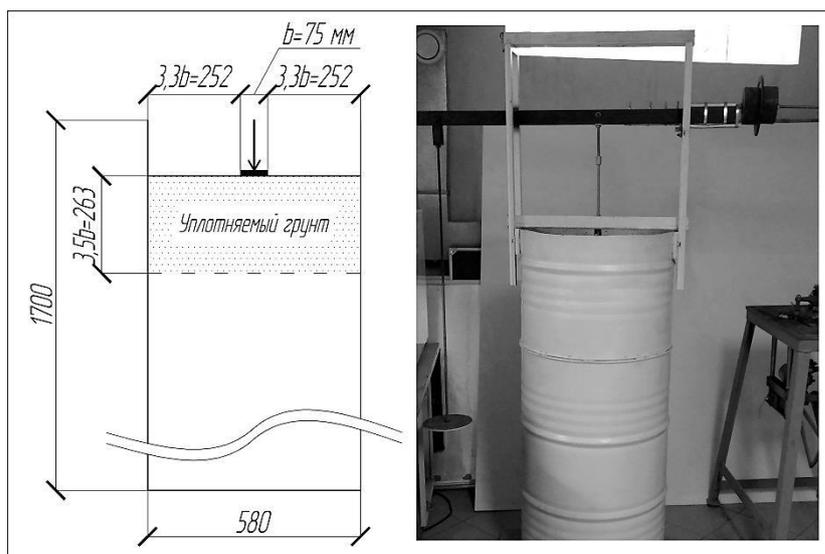


Рис. 2. Принципиальная схема лабораторного штампового испытания и изображение лотка

Для определения искомых коэффициентов были проведены 3 серии экспериментов с различными плотностями укладки грунта: рыхлый, средней плотности, плотный. В качестве критерия отнесения грунта искусственного сложения к определённой категории использовался индекс плотности I_D ($e_{\min} = 0,87$, $e_{\max} = 1,03$). Исходные данные для испытаний представлены в табл. 1, их результаты – на рис. 3.

Таблица 1

Исходные данные штамповых лотковых испытаний

Серия	Количество опытов в серии	Средний удельный вес грунта в серии γ , кН/м ³	Сцепление c , кПа	Давление $1,1P_{н.кр}$, кПа	Предельное давление $P_{пр}$, кПа
Рыхлый	3	13,42	0,58	6,08	52,8
Средний	6	13,56	0,92	9,67	73,1
Плотный	4	13,82	1,5	15,89	109,1

Окончание табл. 1

Серия	ρ_s , т/м ³	Средняя плотность грунта в серии ρ , кН/м ³	Средняя влажность в серии w , %	Средняя степень влажности в серии S_r	Средний коэф. пористости грунта в серии e	Индекс плотности I_D
Рыхлый	2,68	1,37	0,83	0,02	0,98	0,31
Средний		1,38	0,71	0,02	0,95	0,5
Плотный		1,41	0,7	0,02	0,92	0,69

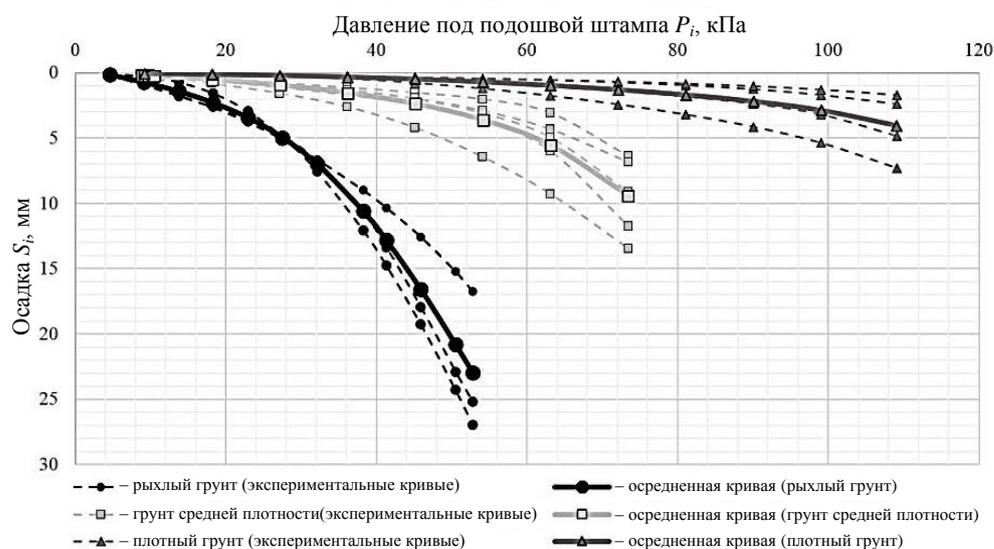
Экспериментальные кривые $S = f(P)$ 

Рис. 3. Результаты штамповых лотковых испытаний

В результате обработки полученных зависимостей введены поправочные коэффициенты, позволяющие произвести расчёт осадки фундамента в нелинейной стадии деформирования грунта с учётом плотности сложения основания. Тогда формула (3) примет следующий вид для слабых (рыхлых), средних и плотных грунтов соответственно:

$$S_{уп,i}^{сл} = 1,01S_y \cdot K_i \left(\frac{P_i}{P_{н.кр}} \right)^{1,27}, \quad (4)$$

$$S_{уп,i}^{ср} = 0,96S_y \cdot K_i \left(\frac{P_i}{P_{н.кр}} \right)^{1,04}, \quad (5)$$

$$S_{уп,i}^{пл} = 0,91S_y \cdot K_i \left(\frac{P_i}{P_{н.кр}} \right). \quad (6)$$

Сопоставление полученных по предлагаемой методике расчётных значений осадок с экспериментальными данными позволяет определить отклонения на каждой ступени нагружения для различных плотностей сложения грунта (рис. 4).

Отклонение экспериментальных данных от расчетной кривой $S_{уп,i} = f(P)$

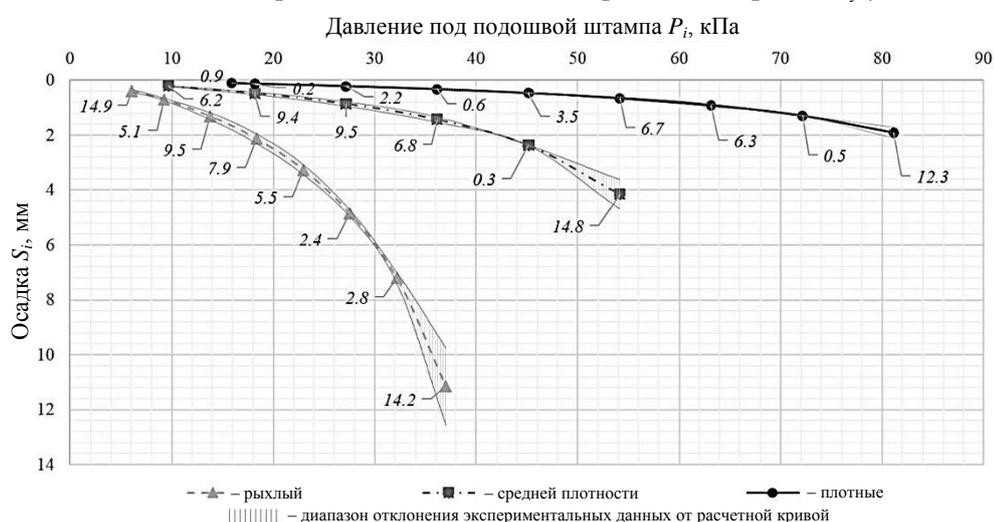


Рис. 4. Расчётные графические зависимости «давление – осадка» с диапазонами отклонения от экспериментальных данных

Таким образом, расчётный интервал давления, при котором обеспечивается достаточный коэффициент надёжности в отношении несущей способности основания, принят равным от $1,1P_{н.кр}$ до $\approx 0,7P_{пр}$. Для слабых (рыхлых) грунтов осреднённое отклонение составляет 7,7 %, для средних – 7,8 %, для плотных грунтов – 3,7 %.

Сравнительный анализ

Для оценки предлагаемой методики следует произвести её сопоставление с известными инженерными подходами С.С. Вялова, А.Л. Миндича [14], В.М. Кириллова [15], М.В. Малышева, Н.С. Никитиной [16, 17] к решению рассматриваемой задачи, а также с результатами численного моделирования

в программном комплексе Plaxis с использованием модели Мора – Кулона. Сопоставление производится на основе анализа результатов расчётов по методикам указанных авторов с использованием характеристик грунта из экспериментальной части для 3 различных состояний. Результаты анализа представлены в табл. 2.

Таблица 2

**Сравнение инженерных методик и численного моделирования
с экспериментальными данными**

Слабый (рыхлый) грунт									
Давление под подошвой P_i , кПа	$1,1P_{н.кр}$ 6,1	R 7,03	13,8	18,4	23	27,6	32,2	$0,7P_{пр}$ 37	Среднее откл. от эксп., %
Эксперимент S_i , мм	0,34	0,45	1,44	2,31	3,45	4,98	7,01	9,77	
Предлагаемая методика S_i , мм	0,39	0,48	1,31	2,14	3,27	4,87	7,21	11,16	7,9
Отклонение от эксперимента, %	14,2	6,6	9,5	7,9	5,5	2,4	2,8	14,2	
Мальшев М.В., Никитина Н.С., S_i , мм	–	0,45	1,03	1,55	2,24	3,17	4,51	6,75	42,9
Отклонение от эксперимента, %	–	0	39,9	48,9	54,5	57,3	55,4	44,6	
Вялов С.С., Миндич А.Л., S_i , мм	0,44	–	1,18	1,79	2,58	3,65	5,20	7,79	29,9
Отклонение от эксперимента, %	28,4	–	29,2	34,0	36,4	34,8	25,4	21,3	
Кириллов В.М., S_i , мм	0,39	–	0,99	1,47	2,11	2,97	4,21	6,28	52,9
Отклонение от эксперимента, %	13,8	–	45,6	57,0	64,1	68,0	66,6	55,5	
Численное моделирование (Мора – Кулона)	0,38	0,47	1,35	2,12	3	3,98	5,05	6,27	18,9
Отклонение от эксперимента, %	11	5,3	6,6	8,9	15	25,1	38,8	55,7	
Грунт средней плотности									
Давление под подошвой P_i , кПа	$1,1P_{н.кр}$ 9,7	R 10,3	18,2	27,2	36,2	45,1	$0,73P_{пр}$ 54,1	Среднее откл. от эксп., %	
Эксперимент S_i , мм	0,2	0,23	0,52	0,95	1,54	2,38	3,62		
Предлагаемая методика S_i , мм	0,22	0,23	0,48	0,86	1,44	2,37	4,16	7,2	
Отклонение от эксперимента, %	6,2	3,1	9,4	9,5	6,8	0,3	14,8		
Мальшев М.В., Никитина Н.С., S_i , мм	–	0,23	0,46	0,81	1,34	2,2	3,86	10,1	
Отклонение от эксперимента, %	–	0	15	16,6	14,6	8	6,6		

Окончание табл. 2

Грунт средней плотности										
Вялов С.С., Миндич А.Л., S_i , мм	0,22	–	0,48	0,85	1,4	2,3	4,04	8,9		
Отклонение от эксперимента, %	8,1	–	9,9	11,4	9,5	3,2	11,6			
Кириллов В.М., S_i , мм	0,19	–	0,39	0,68	1,11	1,81	3,15	27,5		
Отклонение от эксперимента, %	6,4	–	34,2	39,3	38,6	31,6	14,8			
Численное моделирование (Мора – Кулона)	0,19	0,21	0,47	0,85	1,31	1,84	2,46	19,3		
Отклонение от эксперимента, %	8,7	9,9	11,3	11,6	17,6	29	47			
Плотный грунт										
Давление под подошвой P_i , кПа	$1,1P_{н.кр}$ 15,8	R 15,9	27,1	36,2	45,2	54,1	63,1	72,1	$0,74P_{пр}$ 81,1	Среднее откл. от эксп., %
Эксперимент S_i , мм	0,114	0,115	0,22	0,33	0,49	0,7	0,98	1,3	1,7	
Предлагаемая методика S_i , мм	0,115	0,116	0,22	0,33	0,47	0,66	0,92	1,3	1,91	3,7
Отклонение от эксперимента, %	0,6	0,7	2,2	0,6	3,5	6,7	6,3	0,5	12,3	
Мальшев М.В., Никитина Н.С., S_i , мм	–	0,115	0,22	0,33	0,47	0,66	0,92	1,3	1,93	4
Отклонение от эксперимента, %	–	0	1,6	0,1	3,9	6,9	6,2	0,1	13,5	
Вялов С.С., Миндич А.Л., S_i , мм	0,13	–	0,26	0,39	0,55	0,77	1,08	1,53	2,26	17
Отклонение от эксперимента, %	17,1	–	19	17,2	12,8	9,6	10,3	17	32,9	
Кириллов В.М., S_i , мм	0,114	–	0,21	0,31	0,43	0,6	0,82	1,16	1,72	9,5
Отклонение от эксперимента, %	0	–	4,2	8,2	14	18,4	18,4	12,1	0,9	
Численное моделирование (Мора – Кулона)	0,093	0,094	0,21	0,33	0,46	0,62	0,78	0,96	1,16	19,8
Отклонение от эксперимента, %	22,2	22	4,8	1,1	5,6	14,5	24,8	35,8	47,4	

Из данных табл. 2 видно, что расчёты по предлагаемой методике дают наименьшие расхождения с экспериментом. При этом анализ полученных значений показывает достаточно высокое совпадение экспериментальных данных с результатами расчётов по инженерным методикам и других авторов при средней плотности грунта (в среднем от 7,2 до 27,5 %) и плотном грунте (в среднем от 4 до 17 %), а также сопоставимые результаты при слабом (рых-

лом) грунте. Результаты численного моделирования с использованием модели Мора – Кулона также отражают процесс деформирования грунта относительно эксперимента с удовлетворительной сходимостью в пределах 20 % в указанном диапазоне давлений, что позволяет сделать вывод о корректности принятых допущений.

Выводы

1. Учёт нелинейной стадии деформирования грунта способствует качественному изменению проектирования мелкозаглублённых фундаментов на естественном основании. Предлагаемая методика позволяет проектировать фундаменты по заданной одинаковой осадке, снижая её неравномерность до минимально допустимого значения, что обуславливает наилучшие условия функционирования надземных конструкций.

2. На основании проведённых исследований показано достаточно высокое совпадение экспериментальных, численных и расчётных значений осадок, полученных по предлагаемой методике и методикам других авторов, в интервале давления от $1,1P_{н.кр}$ до $0,7P_{пр}$, что позволяет использовать её в проектировании фундаментов при гарантии обеспечения необходимого для определённого сооружения коэффициента надёжности по несущей способности основания. Такое решение реализовано в разработанном программном комплексе BRNL-FT [8, 18].

3. Возможность увеличения давления под подошвой фундамента относительно расчётного сопротивления грунта R позволяет получить менее материалоемкие размеры фундамента и, следовательно, снизить трудозатраты при производстве работ по его устройству. Таким образом, предлагаемая методика расчёта способствует развитию ресурсосбережения в фундаментостроении.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Горбунов-Посадов М.И. Современное состояние научных основ фундаментостроения. М.: Наука, 1967. 68 с.
2. Алексеев С.И., Кондратьев С.О. Определение предельной величины крена фундамента в результате его взаимодействия с надфундаментной конструкцией // Известия вузов. Инвестиции. Строительство. Недвижимость. 2017. Т. 7. № 1 (20). С. 53–58.
3. Пузыревский Н.П. Теория напряжённости земляных грунтов // Строительная механика: сборник ЛИИПС. 1929. Вып. 99 (XCIX). С. 5–72.
4. Мурзенко Ю.Н. Проектирование оснований зданий и сооружений в нелинейной стадии работы. Новочеркасск: Изд-во НПИ, 1981. 88 с.
5. Алексеев С.И. Автоматизированный метод расчёта фундаментов по двум предельным состояниям. СПб.: Изд-во СПбГТУ, 1996. 206 с.
6. Алексеев С.И. Проектирование фундаментов методом выравнивания осадок. СПб.: СПб отделение ООФ «ЦКС», 2015. 76 с.
7. Alekseev S.I. Engineering method of foundation design by equalized settlements // Soil Mechanics and Foundation Engineering. 1998. V. 35. I. 4–5. P. 138–143.
8. Alekseev S.I., Kondrat'ev S.O. Usage of the «BRNL-FT» program for foundation calculation using the method of the predefined equated soil settlements // Procedia Engineering. 2017. V. 189. P. 126–132.
9. Sokolovskii V.V. Statics of granular media. Oxford: Pergamon Press, 1965. 270 p.
10. Schleicher F. Kreisplatten auf elastischer Unterlage. Berlin: Springer-Verlag, 1926. 147 p.
11. Балуяра М.В. Горизонтальные перемещения в основании под жестким штампом // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1973. № 1. С. 39–41.

12. Полищук А.И., Фурсов В.В., Балура М.В. К вопросу определения модулей деформации грунтов с помощью компрессионных и штамповых испытаний в региональных условиях // Взаимодействие сооружений и оснований: методы расчёта и инженерная практика: тр. Межд. конф. по геотехнике. СПб.; М.: Изд-во АСВ, 2005. Т. 2. С. 313–317.
13. Кравченко П.А. Оценка работы свай в составе фундаментов реконструируемых зданий: дис. ... канд. техн. наук. СПб., 2013. 164 с.
14. Vyalov S.S., Mindich A.L. Settlement and limiting equilibrium of a layer of weak soil underlain by a rigid foundation bed // *Soil Mechanics and Foundation Engineering*. 1974. V. 11. I. 6. P. 381–386.
15. Kirillov V.M. Approximate accounting of zones of plastic deformation in the bed of a rigid plate // *Soil Mechanics and Foundation Engineering*. 1992. V. 29. I. 4. P. 95–100.
16. Malyshev M.V., Nikitina N.S. Computing foundation settlements for a nonlinear relationship between stresses and strains in the soils // *Soil Mechanics and Foundation Engineering*. 1982. V. 19. I. 2. P. 70–79.
17. Malyshev M.V. Prediction of the settlement of shallow foundations using both limiting-state criteria // *Soil Mechanics and Foundation Engineering*. 1996. V. 33. I. 1. P. 1–5.
18. Алексеев С.И., Кондратьев С.О. BRNL-FT – Проектирование внецентренно нагруженных фундаментов по заданной осадке // Федеральная служба по интеллектуальной собственности. Свидетельство о государственной регистрации программы для ЭВМ № 2017613015. М., 2017.

REFERENCES

1. Gorbunov-Posadov M.I. *Sovremennoe sostoyanie nauchnykh osnov fundamentostroeniya* [Modern scientific bases of foundation engineering]. Moscow: Nauka Publ., 1967. 68 p. (rus)
2. Alekseev S.I., Kondrat'ev S.O. Opredelenie predel'noi velichiny krena fundamenta v rezul'tate ego vzaimodeistviya s nadfundamentnoi konstruksiei [Limiting foundation tilt due to its interaction with superstructure]. *Izvestiya vuzov. Investitsii. Stroitel'stvo. Nedvizhimost'*. 2017. V. 7. No. 1 (20). Pp. 53–58. (rus)
3. Puzryevskii N.P. *Teoriya napryazhennosti zemlistykh gruntov* [Strain theory of soils]. *Stroitel'naya mekhanika*. 1929. V. 99. Pp. 5–72. (rus)
4. Murzenko Yu.N. *Proektirovanie osnovanii zdaniy i sooruzheniy v nelineinoi stadii raboty* [Building foundation design in nonlinear behavior stage]. Novocherkassk: NPI Publ., 1981. 88 p. (rus)
5. Alekseev S.I. *Avtomatizirovannyi metod rascheta fundamentov po dvum predel'nym sostoyaniyam* [Automated method of foundation analysis by two limit states]. St.-Petersburg: SPbGTU Publ., 1996. 206 p. (rus)
6. Alekseev S.I. *Proektirovanie fundamentov metodom vyravnivaniya osadok* [Settlement leveling method in foundation design]. St.-Petersburg: TsKS Publ., 2015. 76 p. (rus)
7. Alekseev S.I. Engineering method of foundation design by equalized settlements. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*. 1998. V. 35. No. 4–5. Pp. 138–143.
8. Alekseev S.I., Kondrat'ev S.O. Usage of the BRNL-FT program for foundation calculation using the method of the predefined equated soil settlements. *Procedia Engineering*. 2017. V. 189. P. 126–132.
9. Sokolovskii V.V. *Statics of granular media*. Oxford: Pergamon Press, 1965. 270 p.
10. Schleicher F. *Kreisplatten auf elastischer Unterlage*. Berlin: Springer-Verlag, 1926. 147 p.
11. Balyura M.V. *Gorizontal'nye peremeshcheniya v osnovanii pod zhestkim shtampom* [Horizontal displacements in foundation bed beneath a rigid test plate]. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*. 1973. No. 1. Pp. 39–41. (rus)
12. Polishchuk A.I., Fursov V.V., Balyura M.V. K voprosu opredeleniya moduli deformatsii gruntov s pomoshch'yu kompressionnykh i shtampovykh ispytaniy v regional'nykh usloviyakh Tomsk [Determination of soil deformation moduli using compression and plate-load tests in Tomsk region conditions]. *Vzaimodeistvie sooruzheniy i osnovanii: metody rascheta i inzhenernaya praktika: tr. Mezhd. konf. po geotekhnike (Proc. Int. Sci. Conf. 'Soil-Structure Interaction: Design Methods and Engineering Practice')*. St.-Petersburg, Moscow: ASV Publ., 2005. V. 2. Pp. 313–317. (rus)

13. *Kravchenko P.A.* Otsenka raboty svai v sostave fundamentov rekonstruiemykh zdani: dis. ... kand. tekhn. nauk [Pile behavior in foundations of reconstructed buildings. PhD Thesis]. St.-Petersburg, 2013. 164 p. (rus)
14. *Vyalov S.S., Mindich A.L.* Settlement and limiting equilibrium of a layer of weak soil underlain by a rigid foundation bed. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*. 1974. V. 11, No. 6. Pp. 381–386.
15. *Kirillov V.M.* Approximate accounting of zones of plastic deformation in the bed of a rigid plate. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*. 1992. V. 29. No. 4. Pp. 95–100.
16. *Malyshev M.V., Nikitina N.S.* Computing foundation settlements for a nonlinear relationship between stresses and strains in the soils. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*. 1982. V. 19. No. 2. Pp. 70–79.
17. *Malyshev M.V.* Prediction of the settlement of shallow foundations using both limiting-state criteria. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*. 1996. V. 33. No.1. Pp. 1–5.
18. *Alekseev S.I., Kondrat'ev S.O.* BRNL-FT proektirovanie vnetsentrenno nagruzhennykh fundamentov po zadannoi osadke [BRNL-FT design of eccentrically loaded foundations by given settlement]. RF Certificate of State Registration of Software N 2017613015, Moscow, 2017. (rus)

Сведения об авторах

Алексеев Сергей Игоревич, докт. техн. наук, профессор, Петербургский государственный университет путей сообщения Императора Александра I, 190031, г. Санкт-Петербург, Московский пр., д. 9, asi-spb12@yandex.ru

Кондратьев Станислав Олегович, аспирант, Петербургский государственный университет путей сообщения Императора Александра I, 190031, г. Санкт-Петербург, Московский пр., д. 9, kondratev.s@yandex.ru

Authors Details

Sergei I. Alekseev, DSc, Professor, Emperor Alexander I St. Petersburg State Transport University, 9, Moskovskii Ave., 190031, Saint-Petersburg, Russia, asi-spb12@yandex.ru

Stanislav O. Kondrat'ev, Research Assistant, Emperor Alexander I St. Petersburg State Transport University, 9, Moskovskii Ave., 190031, Saint-Petersburg, Russia, kondratev.s@yandex.ru