

УДК 624.131

© Р. В. Бурцев, аспирант

© В. М. Полунин, канд. техн. наук, доцент
(Санкт-Петербургский государственный
архитектурно-строительный университет,
Санкт-Петербург, Россия)

E-mail: roburtsev@mail.ru, n1ce2u@yandex.ru

DOI 10.23968/1999-5571-2023-20-6-62-73

© R. V. Burtsev, post-graduate student

© V. M. Polunin, PhD in Sci. Tech., Associate Professor
(Saint Petersburg State University
of Architecture and Civil Engineering,
St. Petersburg, Russia)

E-mail: roburtsev@mail.ru, n1ce2u@yandex.ru

ФАКТОР СТАДИЙНОСТИ ВОЗВЕДЕНИЯ СЕКЦИЙ МОНОЛИТНЫХ ЗДАНИЙ БЕСКАРКАСНОГО ТИПА В РАСЧЕТЕ НЕСТАБИЛИЗИРОВАННЫХ НЕРАВНОМЕРНЫХ ОСАДОК В ОСНОВАНИИ ПЛИТНОГО ФУНДАМЕНТА

THE FACTOR OF CONSTRUCTION STAGING OF SECTIONS OF MONOLITHIC FRAMELESS BUILDINGS IN THE CALCULATION OF UNSTABILIZED UNEVEN SETTLEMENT IN THE SLAB FOUNDATION BASE

Рассматривается пространственная задача о возведении секций монолитного здания с плитным фундаментом на слабых водонасыщенных грунтах, рассчитываемая в среде Plaxis 3D. В качестве надземной части здания рассматриваются идеализированные конструктивные схемы секционного здания бескаркасного типа ячеистой структуры. Определяются величины относительных разниц осадок на различных этапах возведения секций и дается оценка факторам, формирующим их развитие. Для оценки сходимости результатов численного моделирования демонстрируются алгоритм и решение в аналитическом виде со сходными граничными условиями.

Ключевые слова: стадийное возведение здания, неравномерные осадки, относительная разница осадок, монолитные здания, Plaxis 3D.

The article considers the spatial problem calculated in the Plaxis 3D of constructing sections of a monolithic building with a slab foundation on soft water-saturated soils. As the above-ground part of the building, the authors consider the idealized structural schemes of a sectional frameless building of a cellular structure. The values of relative differences in settlements at various construction stages are evaluated and an assessment is given of the factors causing their development. In addition, to evaluate the convergence of the numerical simulation results, the algorithm and solution are demonstrated in analytical form with similar boundary conditions.

Keywords: staged construction of a building, uneven settlements, relative difference in settlement, monolithic buildings, Plaxis 3D.

Введение

В основаниях фундаментов при их загрузке возникает сложное неоднородное напряженно-деформированное состояние, меняющееся в пространстве и времени и характеризующееся процессами уплотнения, фильтрационной консолидации и ползучести. Существующие аналитические мето-

ды расчета осадок оснований фундаментов, изложенные в нормативной документации, зачастую не учитывают развитие деформаций во времени и дают расхождения, в особенности при расчете нестабилизированных осадок. Для учета многофакторности граничных условий геотехнических задач инженеры и исследователи прибегают к использо-

ванию специализированных программных комплексов и аналитических решений, не изложенных в нормативных документах.

Достаточно часто в строительной практике отдается предпочтение возведению многосекционных зданий, разделенных деформационным швом. При этом существует ряд малоизученных вопросов, связанных с последовательностью и скоростью возведения отдельных секций зданий, что характерно при строительстве разноэтажных секционных зданий либо в условиях ограниченных сроков или задержек на различных фронтах работ, что может приводить к экономическим издержкам. Поэтому настоящая работа ставит перед собой задачу оценить влияние факторов, воздействующих на развитие неравномерных осадок (фильтрационные характеристики, конструктивные схемы надземной части, характер нагружения основания) в основании плитного фундамента в условиях стадийного асимметричного нагружения массива грунта как численно, с использованием МКЭ, так и аналитическими методами, для оценки сходимости результатов.

Предлагается к рассмотрению задача о стадийном возведении бескаркасного двухсекционного здания на плитном фундаменте (идеализированные модели) в ПК Plaxis 3D. Основание рассматривается как водонасыщенное в условиях формирования избыточных поровых давлений на этапе возведения здания (задача консолидации основания [1–10]).

Материалы и методы

В качестве аналитического решения рассматривается решение консолидационной задачи от полосовой водопроницаемой нагрузки. Приведение к полосовым нагрузкам принималось аналогично известному решению, рассматривающему напряженное состояние основания при полосовой нагрузке (решение Фламана), где составляющие напряжений в результате интегрирования имеют вид (см. совместно с рис. 1):

$$\sigma_z = \frac{2z^3}{\pi} \int_{-a}^a \frac{p(\xi)d\xi}{\left[(x-\xi)^2 + z^2\right]^2}, \quad (1)$$

где p — распределенная нагрузка, кПа; ξ — расстояние от центра приложения распределенной нагрузки до равнодействующей сосредоточенной силы dP по элементарной полосе шириной $d\xi$, м; z — координата интегрирования до искомой точки M .

$$\sigma_x = \frac{2z}{\pi} \int_{-a}^a \frac{p(\xi)(x-\xi)^2 d\xi}{\left[(x-\xi)^2 + z^2\right]^2}; \quad (2)$$

$$\tau_{xz} = \frac{2z^2}{\pi} \int_{-a}^a \frac{p(\xi)(x-\xi)d\xi}{\left[(x-\xi)^2 + z^2\right]^2}. \quad (3)$$

Величина избыточного порового давления согласно предпосылкам и решениям, изложенным ранее, примет вид (4). Интеграл не выражается в аналитическом виде, но данное выражение вполне возможно реализовать через ЭВМ.

$$u = \frac{\lambda pz}{\pi} \times \int_{-a}^a \frac{1}{z^2 + (x-\xi)^2} \left\{ 1 - \exp\left[-\frac{(x-\xi)^2 + z^2}{4C_v t}\right] \right\} d\xi, \quad (4)$$

где $\lambda = 2/3(1+\nu)$; ν — коэффициент Пуассона; C_v — коэффициент консолидации, м²/сут; t — время, сут.

Деформации грунтов основания можно определить на основе обобщенного закона Гука, который можно представить через модули объемной и сдвиговой деформации, связанные с модулем линейной деформации E известными зависимостями вида

$$\varepsilon_x = \frac{\sigma_m}{K} + \frac{\sigma_x - \sigma_m}{2G}, \quad (5)$$

где K — модуль объемной деформации, $K = E/3(1-2\nu)$; G — модуль сдвиговой деформации, $G = E/2(1+\nu)$.

Такое решение также получило известность как закон Генки. Представление линейной деформации через сумму объемной и сдвиговой деформации при учете вышеуказанного предположения имеет важное теоретическое и практическое значение, так как оно позволяет учитывать особенности

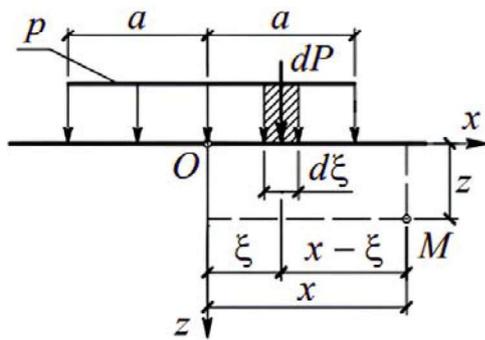


Рис. 1. К решению задачи о полосовой нагрузке

объемного и сдвигового нелинейного деформирования грунтов при рассмотрении задач консолидации и ползучести [11–19].

Кроме того, используя решение Митчелла, можно определить компоненты напряжений (входящие в ранее указанное выражение (2)) в виде

$$\sigma_z = \frac{p}{\pi} \left[\operatorname{arctg} \frac{a-x}{z} + \operatorname{arctg} \frac{a+x}{z} \right] - \frac{2apz(x^2 - z^2 - a^2)}{\pi[(x^2 + z^2 + a^2)^2 + 4a^2z^2]}; \quad (6)$$

$$\sigma_m = \frac{2p(1+\nu)}{3\pi} \left[\operatorname{arctg} \frac{a-x}{z} + \operatorname{arctg} \frac{a+x}{z} \right]. \quad (7)$$

Стоит отметить, что наиболее корректно использовать решение, представленное ранее ((1)–(7)), в условиях полосовой нагрузки или с сопоставимыми габаритами ширины и длины, что согласуется с возведением точечных секций. В качестве допущения это используется и в рамках настоящего исследования.

В качестве конечно-элементной численной задачи рассматривается два типа идеализированных моделей секций монолитного здания ячеистой структуры с габаритами секций 60×14 м (рис. 2, а, б) с различным шагом поперечных стен. Высота этажа — 3 м, толщина стен и перекрытий — 0,2 м. Модуль упругости железобетонных элементов конструкций стен и перекрытий — 30 000 МПа и 25 000 МПа соответственно. Секции отделены деформационным швом шириной 50 мм.

Расчетная схема основания снизу ограничена глубиной сжимаемой толщи, полученной в инженерном расчете в соответствии с действующими нормами. Ширина расчетной схемы (отступ от стен внешнего контура) — $6b$ (b — ширина площадки нагружения). Границы при этом не искажают картины распределения напряжений, избыточных поровых давлений и деформаций в грунтовом массиве [20].

Возведение монолитного секционного здания — стадийное, три варианта последовательности возведения секций для оценки развития неравномерных деформаций в основании монолитного здания (табл. 1). Опережение этажности секцией А моделируется после достижения секцией В одного этажа или приведением к среднему давлению шага нагружения основания секции А 8,8 кН/м² (ячеистая структура 6×7 м), 5,8 кН/м² (ячеистая структура 30×7 м).

Также определимся с выбором кривой скорости возведения секции «опережающего возведения» монолитного здания (p_{cp}/t) (рис. 4–7). В качестве расчетного примера рассматриваются два варианта вида кривой, при которых время возведения одного этажа (шаг нагружения основания) составляет 7 и 14 сут соответственно при неизменности приложенного давления на массив грунта.

В качестве инженерно-геологических условий были рассмотрены два характерных вида грунтовых условий. Массив грунта при этом неизменяемый (однослойное основание). Инженерно-геологические условия приняты таким образом, что стабилизированная осадка при полном возведении надземной части секций здания будет соответствовать предельному значению осадки согласно Приложению Г СП22.13330.2016 «Основание зданий и сооружений» для бескаркасного типа зданий (18 см). Для численных задач МКЭ принята модель грунтового основания Soft Soil. Модель эффективно описывает нелинейную работу грунтов в отсутствие разгрузки основания. Применяе-

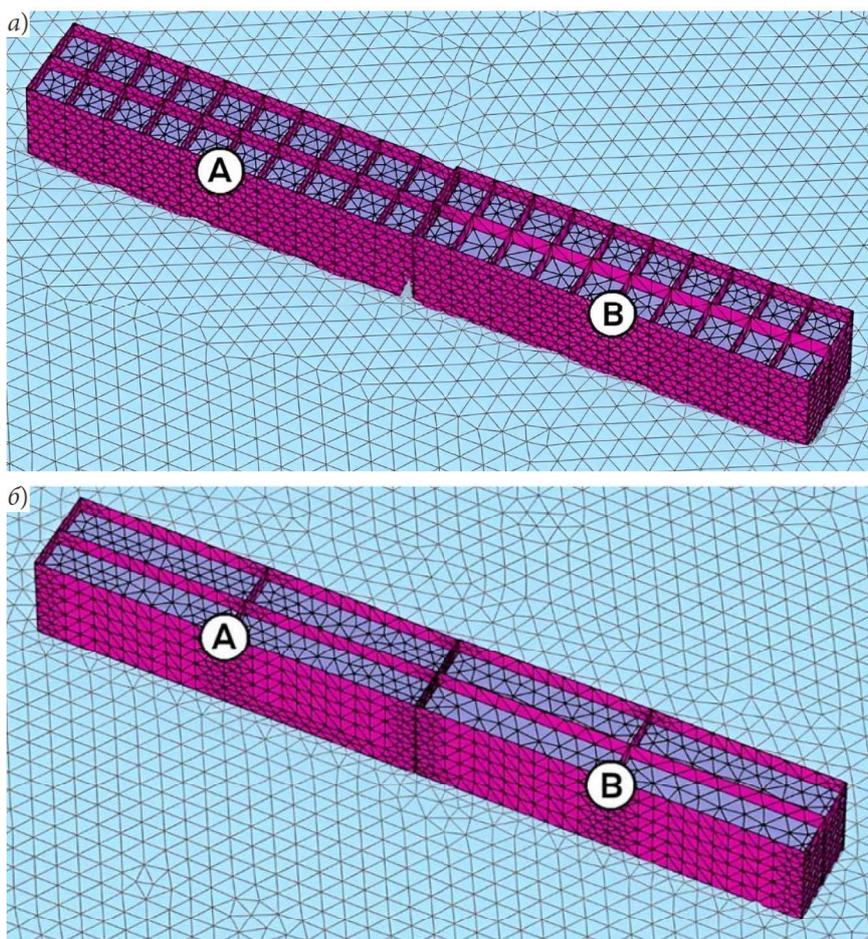


Рис. 2. Расчетные модели секций монолитного бескаркасного здания (Plaxis 3D) ячеистой структуры: а — 6×7 м; б — 30×7 м

мая логарифмическая зависимость между объемной деформацией и средним эффективным напряжением позволяет обеспечить более адекватное отражение высокой сжимаемости слабых грунтов при моделировании. Перечень физико-механических и фильтрационных характеристик грунтов, задействованных в последующих расче-

тах, приведен в табл. 2, где в качестве изменяемых характеристик представлены фильтрационные характеристики, отвечающие за скорость развития деформаций в массиве грунта. При рассмотрении более высоких значений коэффициентов фильтрации избыточное поровое давление рассеивается быстрее завершения цикла возведения

Таблица 1

Расчетные варианты возведения секций монолитного бескаркасного здания

№ варианта возведения	Последовательность возведения секций монолитного бескаркасного здания
1	B1 — A1 — A2 — A3 — B2 — B3
2	B1 — A1 — A2 — A3 — A4 — B2 — B3 — B4
3	B1 — A1 — A2 — A3 — A4 — A5 — B2 — B3 — B4 — B5
Примечание: A, B — наименования секций; 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8 — количество возведенных этажей. Например: B5 — секция B возведена на 5 этажей.	

Таблица 2

Физико-механические и фильтрационные характеристики грунта

№ ГУ	Коэф-фициент пористости e	Модуль деформации E , МПа	Коэф-фициент Пуассона A	Угол внутреннего трения φ , град	Сцепление c , кПа	Модифицированный коэффициент сжимаемости λ^*	Модифицированный коэффициент набухания $\kappa^* \cdot 10^{-3}$	Коэф-фициент фильтрации k_f , м/сут	Коэф-фициент консолидации c_v , м ² /сут
1	0,7	7	0,4	21	11	0,021	4,854	0,01	8,5
2	0,7	7	0,4	21	11	0,021	4,854	0,1	85

надземных конструкций, использование задачи консолидации на всех этапах возведения становится невозможным, предельные неравномерные деформации в фундаменте на начальных и промежуточных этапах возведения не достигаются (в рамках заданных граничных условий последовательности возведения секций).

Результаты

Рассмотрим распределение избыточных поровых давлений при мгновенном приложении нагрузок от фундаментов конечной ширины. Тогда, основываясь на решении (4), зададим два промежутка интегрирования, соответствующих двум фундаментам конечной ширины с различными величинами местных нагрузок, и приведем к виду плоской задачи для последующего решения в среде Mathcad (формула (8)). Подобным образом можно выбрать любое необходимое число фундаментов, задавшись соответствующими граничными условиями интегрирования.

$$\begin{aligned}
 u(x, z) = & \frac{\lambda p_1 z}{\pi} \int_{-0,5l_d}^{-0,5l_d+b_1} \frac{1}{z^2 + (x-\xi)^2} \times \\
 & \times \left\{ 1 - \exp \left[-\frac{(x-\xi)^2 + z^2}{4C_v t} \right] \right\} d\xi + \\
 & + \frac{\lambda p_2 z}{\pi} \int_{0,5l_d}^{0,5l_d+b_2} \frac{1}{z^2 + (x-\xi)^2} \times \\
 & \times \left\{ 1 - \exp \left[-\frac{(x-\xi)^2 + z^2}{4C_v t} \right] \right\} d\xi, \quad (8)
 \end{aligned}$$

где b_1, b_2 — длины местных нагрузок (габариты фундаментов); l_d — расстояние между точками приложения местных нагрузок

(величина деформационного шва); p_1, p_2 — величины местных нагрузок.

Для определения $u(x, z)$ на момент времени t возьмем сумму избыточных поровых давлений на всех стадиях возведения в рамках заданного промежутка времени:

$$u(x, z) = \sum_{n=1}^n u_n(x, z), \quad (9)$$

где $u_n(x, z)$ — распределение избыточного порового давления в полупространстве на стадии возведения здания n .

Тогда как формулы (6), (7) не предполагают зависимость от времени t , достаточным будет изменение величин давлений p_1 и p_2 , возникающих на различных этапах возведения здания.

Поведение секции A по ходу нагружения основания показывает равномерный характер оседания (рис. 3). Наиболее интересным представляется рассмотрение относительной разницы осадок секции B . При этом наиболее корректно рассматривать участок плиты, входящий в зону с наибольшими неравномерными осадками, характеризующийся образованием мульды оседания в основании. Заранее отметим, что формирование мульды оседания зависит от конструктивных особенностей надземной части зданий, грунтовых условий и в меньшей степени от скорости нагружения основания, если рассматривать ее в пределах 7–14 сут/этаж (см. задачу Д ниже). При этом размеры участка фундаментной плиты, в рамках которых фиксируются наибольшие величины относительной разницы осадок, должны

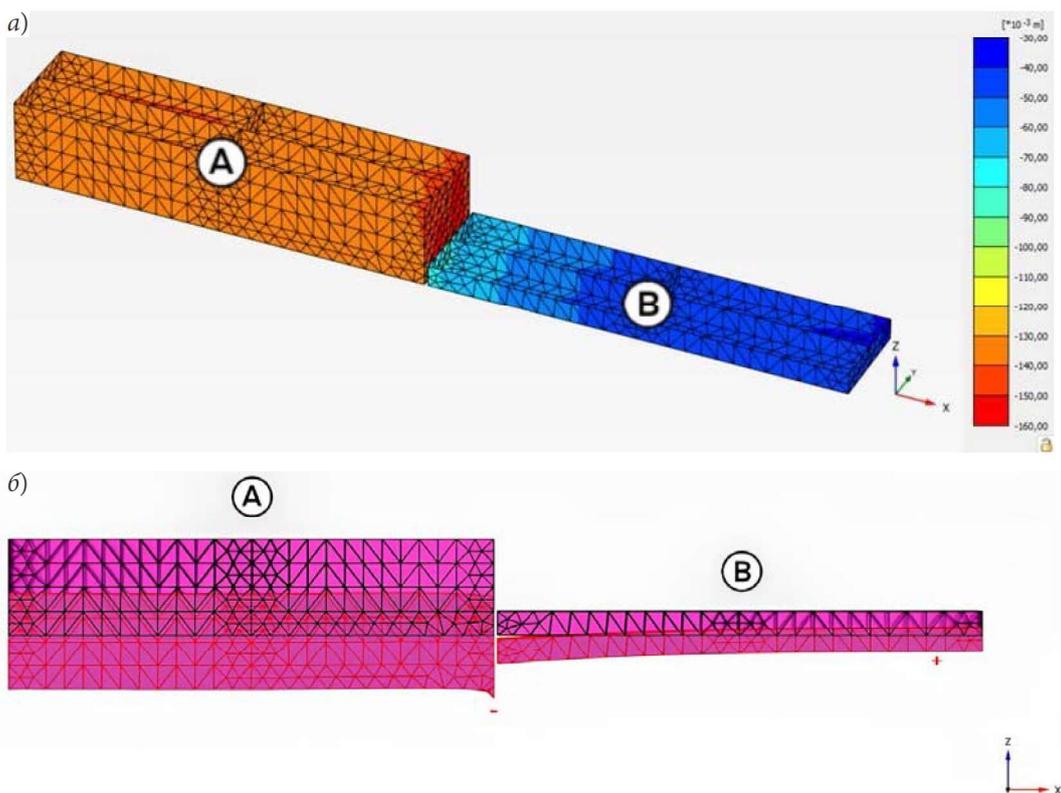


Рис. 3. Изополя вертикальных перемещений в теле секций А и В бескаркасного здания (а) и деформированная схема, вид сбоку (б)

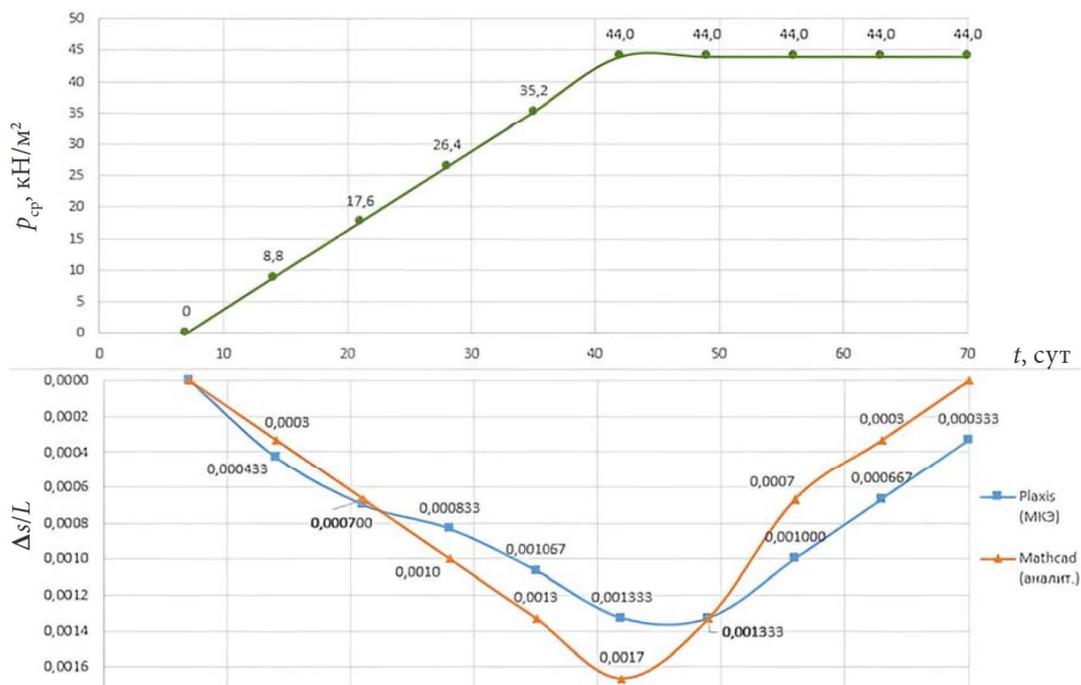


Рис. 4. График развития относительной разницы осадок ($\Delta s/L$) секции В во времени (t) при возведении секции А и величины среднего давления (p_{cp}) по подошве плитного фундамента. Граничные условия — см. задачу А

рассматриваться отдельно для каждого расчетного случая.

Далее произведем оценку влияния факторов, воздействующих на развитие относительной разницы осадок секции *B* (в качестве факторов — фильтрационные характеристики, конструктивная схема надземной части, характер нагружения основания) в основании плитного фундамента и проведем оценку сходимости результатов, полученных аналитически и численно в среде Plaxis.

Задача А. Сопоставим результаты, полученные аналитически в среде Mathcad с использованием решений (5)–(9), и численные, рассчитанные в среде Plaxis (см. рис. 4). Конструктивная схема надземной части ячеистая, 6×7 м (см. рис. 2, *a*). Грунтовые условия — согласно варианту № 2 (см. табл. 2), что соответствует наибольшей скорости рассеивания избыточного порового давления в основании плитных фундаментов секций. Характер нагружения основания (вариант возведения секций) согласно наиболее неблагоприятному варианту возведения — № 3 (см. табл. 1). Скорость возведения одного этажа (шаг нагружения основания) — 7 сут/эт.

Далее, в задачах Б–Д, в качестве рассматриваемой конструктивной схемы надземной части здания принимается ячеистая структура 30×6 м (см. рис. 2, *b*). В условиях понижения жесткости надземной части путем увеличения пролета между поперечными стенами наблюдаем большую податливость основания, а отсюда формирование предельных неравномерных деформаций в основании плитного фундамента.

Задача Б. Рассмотрим влияние фильтрационных характеристик на развитие относительной разницы осадок секции *B*, наиболее подверженной неравномерным деформациям на контакте фундаментной плиты и основания (см. рис. 5). Конструктивная схема надземной части ячеистая, 30×7 м (см. рис. 2, *b*). Два варианта грунтовых условий — согласно табл. 2. Характер нагружения основания

(вариант возведения секций) согласно наиболее неблагоприятному варианту возведения — № 3 (см. табл. 1). Скорость возведения одного этажа (шаг нагружения основания) — 7 сут/эт.

Так, в условиях небольших различий в величинах коэффициентов фильтрации и консолидации (принимая во внимание все возможное многообразие грунтовых условий) фиксируем значительные изменения величин относительных разниц осадок на различных этапах возведения секций. В том числе, фиксируем величины относительных разниц осадок вне области допустимых значений, что отмечено соответствующей чертой на графике. Как мы видим, фильтрационные характеристики в рамках оценки скорости развития деформаций на контакте плиты и основания являются наиболее определяющими.

Задача В. Рассмотрим три варианта возведения секций монолитного здания согласно табл. 1. Конструктивная схема надземной части ячеистая, 30×7 м (см. рис. 2, *b*). Грунтовые условия — согласно варианту № 2 (см. табл. 2), что соответствует наибольшей скорости рассеивания избыточного порового давления в основании и является наиболее неблагоприятным в условиях формирования неравномерных осадок (см. задачу Б). Скорость возведения одного этажа (шаг нагружения основания) — 7 сут/эт.

Выявлены (см. рис. 6) две кривые развития относительной разницы осадок во времени ($\Delta s/l - t$), не удовлетворяющих условию Приложения Г СП22.13330.2016 «Основание зданий и сооружений» для бескаркасного типа зданий, где предельной величиной относительной разницы осадок является 0,0024. Приводя к среднему давлению, действующему по подошве плитного фундамента, получим предельную зависимость вида $\Delta(p_{cp}/t) = (23,2 \text{ кН/м}^2) / (35 \text{ сут})$.

Задача Г. Рассмотрим три варианта возведения секций монолитного здания согласно табл. 1. Конструктивная схема надземной

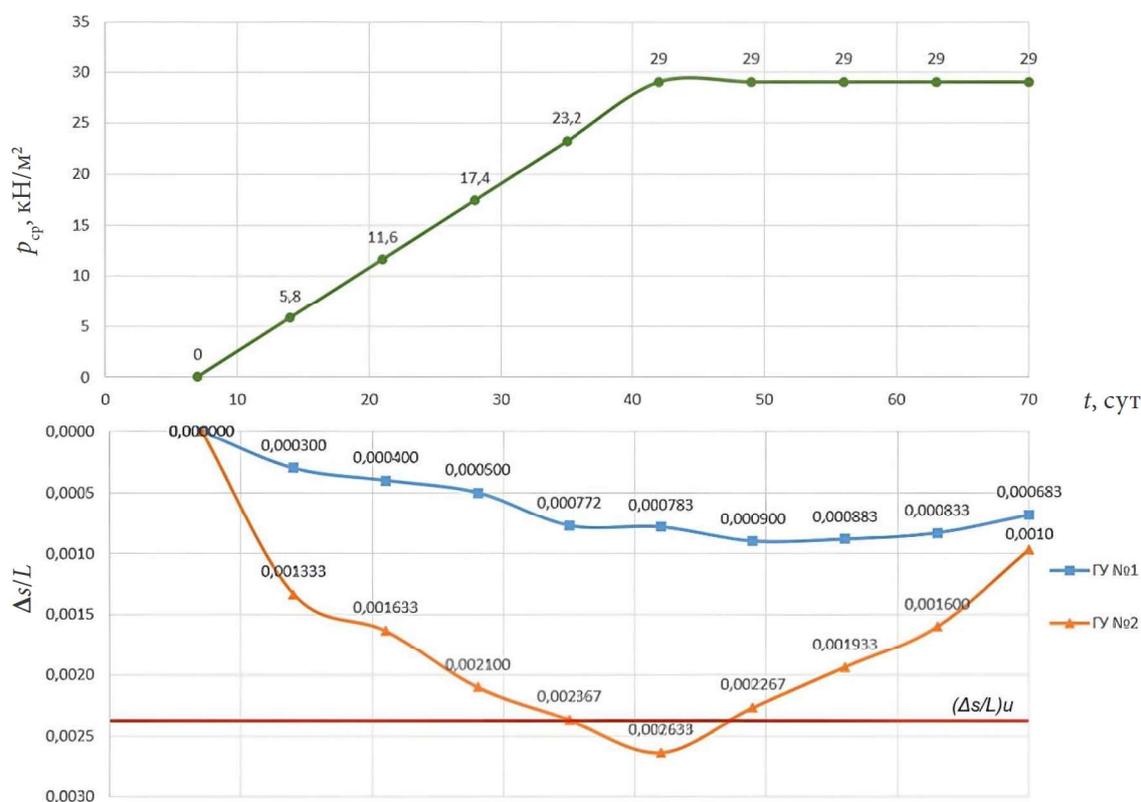


Рис. 5. График развития относительной разницы осадок ($\Delta s/l$) секции В во времени (t) при возведении секции А и величины среднего давления (p_{cp}) по подошве плитного фундамента. Граничные условия — см. задачу Б

части ячеистая, 30×7 м (см. рис. 2, б). Грунтовые условия — согласно варианту № 2 (см. табл. 2), что является наиболее неблагоприятным в условиях формирования неравномерных осадок (см. задачу Б). Скорость возведения одного этажа (шаг нагружения основания) — 14 сут/эт.

Выявлена (см. рис. 7) одна кривая развития относительной разницы осадок во времени ($\Delta s/l - t$), не удовлетворяющая условию Приложения Г СП 22.13330.2016. Приводя к среднему давлению, действующему по подошве плитного фундамента, получим предельную зависимость вида $\Delta(p_{cp}/t) = (29 \text{ кН/м}^2)/(84 \text{ сут})$.

Задача Д. Рассмотрим этап возведения секций с наибольшими величинами неравномерных деформаций на контакте плитного фундамента и основания. Конструктивная схема надземной части ячеистая,

30×7 м (см. рис. 2, б). Рассмотрим осадки фундаментной плиты секции В. В качестве точки отсчета принято расстояние от деформационного шва до противоположного края фундаментной плиты с шагом фиксации величин вертикальных деформаций (перемещений) в основании плитного фундамента 3 м. Грунтовые условия — согласно варианту № 2 (см. табл. 2). Скорость возведения одного этажа (шаг нагружения основания) — 7 сут/эт и 14 сут/эт.

Можно заметить (рис. 8), что скорость формирования мульды оседания совместно с деформациями в плитном фундаменте в меньшей степени зависят от скорости нагружения основания в рассмотренном диапазоне 7–14 сут/эт., наиболее влияющими факторами являются конструктивные особенности надземной части здания и грунтовые условия (фильтрационные характеристики).

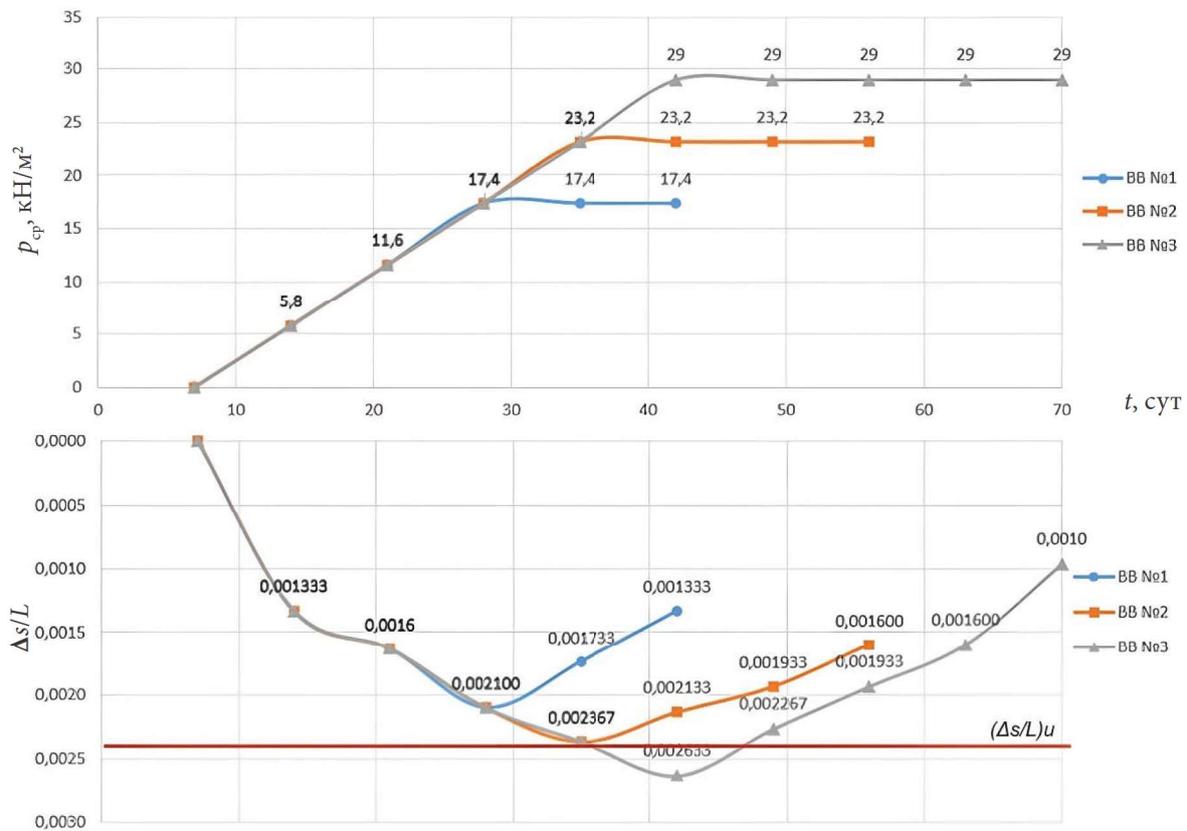


Рис. 6. График развития относительной разницы осадок ($\Delta s/L$) секции В во времени (t) при возведении секции А и величины среднего давления (p_{cp}) по подошве плитного фундамента. Граничные условия — см. задачу В

Выводы

- Решение дифференциальных уравнений плоской задачи консолидации можно реализовать в вычислительных программах типа Mathcad по представленному в настоящей статье алгоритму. Аналогично предлагаемому в настоящей работе подходу, решению (8), можно выбрать любое необходимое число фундаментов, задавшись соответствующими граничными условиями интегрирования. Кроме того, используя решения Генки (4) и определяя компоненты напряжений в массиве грунта (формулы (6), (7)), определяется полная осадка, обусловленная сдвиговыми и объемными деформациями. Наиболее корректно использовать настоящие решения в условиях полосовой нагрузки или с сопоставимыми габаритами ширины и длины фундамента, что в большей степени согласуется с возведением точечных секций.

- Все приведенные в рукописи задачи рассматривались в рамках водонасыщенного основания, которое допускает образование избыточных поровых давлений на этапе возведения. Секции монолитного здания рассматривались как бескаркасные и вытянутые в плане, поэтому при изменении граничных условий задачи величины неравномерных осадок могут быть значительно выше.

- Скорость формирования мульды оседания совместно с деформациями в плитном фундаменте зависит от конструктивных особенностей надземной части зданий, грунтовых условий (фильтрационных характеристики) и в меньшей степени от скорости нагружения основания (рассмотренный диапазон 7–14 сут/эт.).

- В условиях преобладания в основании грунтов с коэффициентами фильтрации выше рассмотренных в настоящей работе,

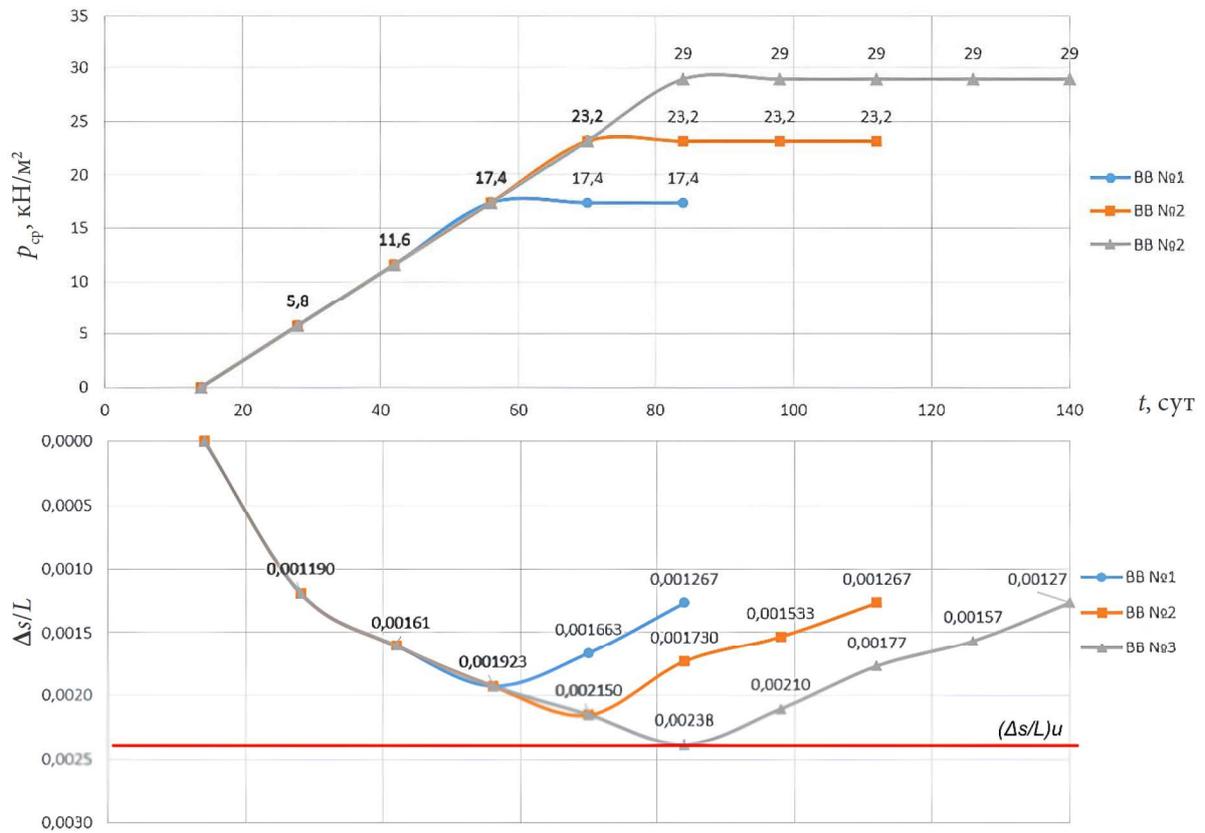


Рис. 7. График развития относительной разницы осадок ($\Delta s/l$) секции В во времени (t) при возведении секции А и величины среднего давления (p_{cp}) по подошве плитного фундамента. Граничные условия — см. задачу Г

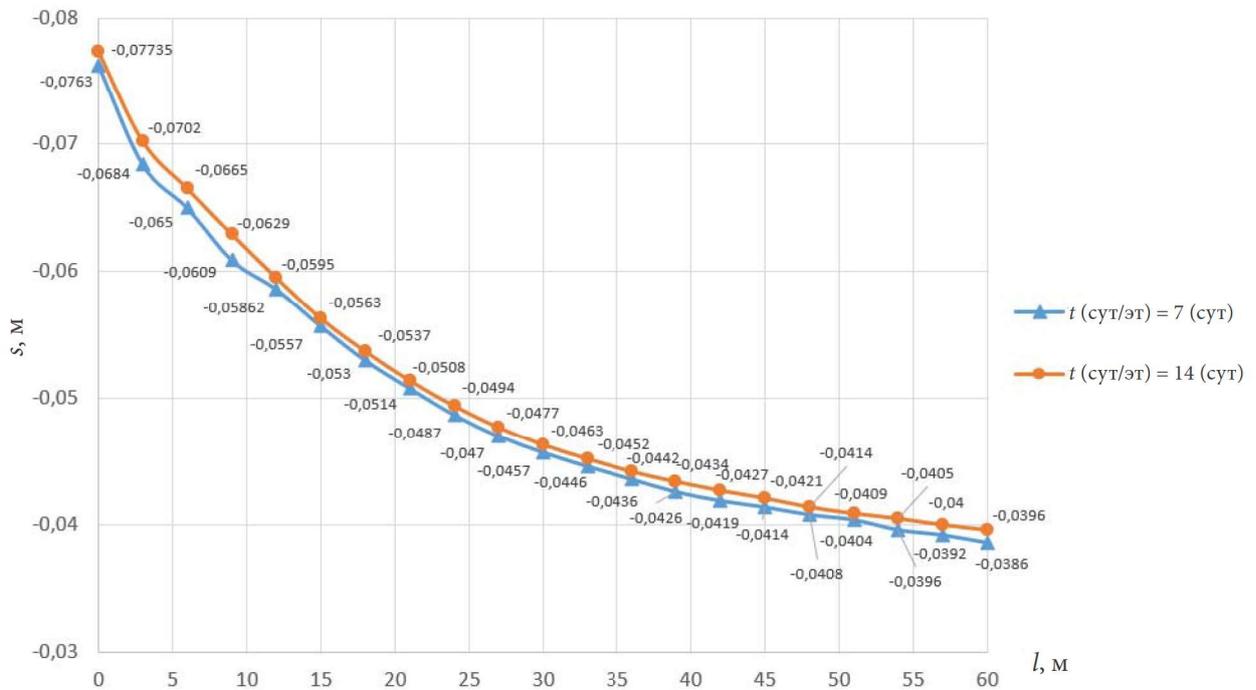


Рис. 8. График развития вертикальных деформаций/перемещений секции В (s) в основании плитного фундамента на различном отдалении от деформационного шва здания (l). Граничные условия — см. задачу Д

происходит рассеивание избыточных поровых давлений в основании до завершения цикла возведения надземной части, на начальных и промежуточных этапах возведения секций предельные неравномерные деформации в фундаменте не достигаются (в рамках заданных граничных условий последовательности возведения секций). Деформации на контакте плитного фундамента с основанием в дальнейшем развиваются во времени с меньшей скоростью и характеризуются в большей степени ползучестью основания.

• В результате рассмотрения различных вариантов возведения секций на двух характерных идеализированных моделях бескаркасных зданий выявлены кривые относительных разниц осадок во времени, не удовлетворяющих условию Приложения Г СП 22.13330.2016 «Основание зданий и сооружений». В рамках заданных граничных условий опережение в этажности одной секции относительно другой в три этажа является предельным для конструктивной схемы ячеистой структуры 30×7 м. Получена соответствующая минимально допустимая эквивалентная зависимость вида «среднее давление по подошве плитного фундамента от секции „опережающего возведения“ во времени» $\Delta(p_{\text{ср}}/t) = (23,2 \text{ кН/м}^2)/(35 \text{ сут})$.

Библиографический список

1. Сотников С. Н. Строительство и реконструкция фундаментов зданий и сооружений на слабых грунтах: дис. ... д-ра техн. наук. Л., 1986. 440 с.
2. Терцаги К. Теория механики грунтов. М.: Гостройиздат, 1961. 507 с.
3. Терцаги К., Пек Р. Б. Механика грунтов в инженерной практике. М.: Гостройиздат, 1958. 607 с.
4. Skempton A. W. The Pore-Pressure Coefficients A and B // Géotechnique. 1954. № 4. Pp. 143–147.
5. Вялов С. С. Реологические основы механики грунтов. М.: Высшая школа, 1978. 447 с.
6. Флорин В. А. Основы механики грунтов. М.; Л.: Гостройиздат. Т. 1. 1959. 357 с.; Т. 2. 1961. 543 с.
7. Зарецкий Ю. К. Вязкопластичность грунтов и расчеты сооружений. М.: Стройиздат, 1988. 350 с.

8. Месчан С. Р. Начальная и длительная прочность глинистых грунтов. М.: Недра, 1978. 207 с.

9. Месчан С. Р. Экспериментальная реология глинистых грунтов. М.: Недра, 1985. 342 с.

10. Тер-Мартirosян З. Г. Реологические параметры грунтов и расчеты оснований сооружений. М.: Стройиздат, 1990. 200 с.

11. Пронозин Я. А., Королев К. В., Караулов А. М. Механика грунтов. Т. 2. М.: ФГБОУ ДПО «Учебно-методический центр по образованию на железнодорожном транспорте», 2022. 488 с.

12. Тер-Мартirosян З. Г., Тер-Мартirosян А. З., Неуен Хун Хиен. Консолидация и ползучесть оснований фундаментов конечной ширины // Вестник МГСУ. 2013. № 4. С. 38–52.

13. Тер-Мартirosян З. Г. Механика грунтов. М.: АСВ, 2009. 550 с.

14. Тер-Мартirosян З. Г., Тер-Мартirosян А. З., Курилин Н. О. Осадка и несущая способность оснований фундаментов конечной ширины // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2021. № 1. С. 8–13.

15. Тер-Мартirosян З. Г., Тер-Мартirosян А. З., Ахмад О. Осадка и несущая способность водонасыщенного основания фундамента конечной ширины при статическом воздействии // Вестник МГСУ. 2021. Т. 16, № 4. С. 463–472.

16. Тер-Мартirosян З. Г., Тер-Мартirosян А. З., Курилин Н. О. Прогноз осадки и длительной несущей способности основания фундамента конечной ширины // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2021. № 3. С. 6–9.

17. Тер-Мартirosян А. З. Взаимодействие фундаментов зданий и сооружений с водонасыщенным основанием при учете нелинейных и реологических свойств грунтов: дис. ... д-ра техн. наук. М., 2016. 324 с.

18. Галин Л. А. Контактные задачи теории упругости и вязкоупругости. М.: Наука, 1980. 302 с.

19. Полунин В. М., Бурцев Р. В. Аналитическое решение задачи об определении избыточного порового давления в водонасыщенном основании в условиях двух и более фундаментов конечной ширины // Вестник гражданских инженеров. 2023. № 4 (99). С. 46–53.

20. Справочник геотехника. Основания, фундаменты и подземные сооружения / под общ. ред. В. А. Ильичева и Р. А. Мангушева; 2-е изд, доп. и перераб. М.: АСВ, 2016. 1031 с.

References

1. Sotnikov S. N. *Stroitel'stvo i rekonstruktsiya fundamentov zdaniy i sooruzheniy na slabyykh gruntakh. Diss. dokt. tekhn. nauk* [Construction and reconstruction of foundations of buildings and structures on weak soils. Dr. Sci. Tech. diss.]. Leningrad, 1986, 440 p.

2. Tertsagi K. *Teoriya mekhaniki gruntov* [Theory of soil mechanics]. Moscow, Gosstroyizdat Publ., 1961, 507 p.
3. Tertsagi K., Pek R. B. *Mekhanika gruntov v inzhenernoy praktike* [Mechanics of soils in engineering practice]. Moscow, Gosstroyizdat Publ., 1958. 607 p.
4. Skempton A. W. The Pore-Pressure Coefficients A and B. *Géotechnique*, 1954, no. 4, pp. 143–147.
5. Vyalov S. S. *Reologicheskie osnovy mekhaniki gruntov* [Rheological basics of soil mechanics]. Moscow, Vysshaya shkola Publ., 1978, 447 p.
6. Florin V. A. *Osnovy mekhaniki gruntov* [Fundamentals of soil mechanics]. Moscow, Leningrad, Gosstroyizdat Publ., vol. 1, 1959, 357 p.; vol. 2, 1961, 543 p.
7. Zaretskiy Yu. K. *Vyazkoplastichnost' gruntov i raschety sooruzheniy* [Viscoplasticity of soils and calculations of structures]. Moscow, Stroyizdat Publ., 1988, 350 p.
8. Meschyan S. R. *Nachal'naya i dlitel'naya prochnost' glinistykh gruntov* [Initial and long-term strength of clayey soils]. Moscow, Nedra Publ., 1978, 207 p.
9. Meschyan S. R. *Eksperimental'naya reologiya glinistykh gruntov* [Experimental rheology of clayey soils]. Moscow, Nedra Publ., 1985, 342 p.
10. Ter-Martirosyan Z. G. *Reologicheskie parametry gruntov i raschety osnovaniy sooruzheniy* [Rheological parameters of soils and calculations of foundations of structures]. Moscow, Stroyizdat Publ., 1990, 200 p.
11. Pronozin Ya. A., Korolev K. V., Karaulov A. M. *Mekhanika gruntov* [Mechanics of Soils]. Vol. 2. Moscow, FGBOU DPO «Uchebno-metodicheskiy tsentr po obrazovaniyu na zhelezodorozhnom transporte» Publ., 2022, 488 p.
12. Ter-Martirosyan Z. G., Ter-Martirosyan A. Z., Nguen Khui Khiep. *Konsolidatsiya i polzuchest' osnovaniy fundamentov konechnoy shiriny* [Consolidation and creep of foundations of finite width]. *Vestnik MGSU – Bulletin of MGSU*, 2013, no. 4, pp. 38–52.
13. Ter-Martirosyan Z. G. *Mekhanika gruntov* [Mechanics of soils]. Moscow, ASV Publ., 2009, 550 p.
14. Ter-Martirosyan Z. G., Ter-Martirosyan A. Z., Kurilin N. O. *Osadka i nesushchaya sposobnost' osnovaniy fundamentov konechnoy shiriny* [Settlement and bearing capacity of foundations of finite width]. *Osnovaniya, fundamenty i mekhanika gruntov – Bases, Foundations and Soil Mechanics*, 2021, no. 1, pp. 8–13.
15. Ter-Martirosyan Z. G., Ter-Martirosyan A. Z., Akhmad O. *Osadka i nesushchaya sposobnost' vodonasyschennogo osnovaniya fundamenta konechnoy shiriny pri staticheskom vozdeystvii* [Settlement and bearing capacity of a water-saturated foundation of finite width under static action]. *Vestnik MGSU – Bulletin of MGSU*, 2021, vol. 16, no. 4, pp. 463–472.
16. Ter-Martirosyan Z. G., Ter-Martirosyan A. Z., Kurilin N. O. *Prognoz osadki i dlitel'noy nesushchey sposobnosti osnovaniya fundamenta konechnoy shiriny* [Prediction of settlement and long-term bearing capacity of a foundation of finite width]. *Osnovaniya, fundamenty i mekhanika gruntov – Bases, Foundations and Soil Mechanics*, 2021, no. 3, pp. 6–9.
17. Ter-Martirosyan A. Z. *Vzaimodeystvie fundamentov zdaniy i sooruzheniy s vodonasyschennym osnovaniem pri uchete nelineynykh i reologicheskikh svoystv gruntov. Diss. dokt. tekhn. nauk* [Interaction of foundations of buildings and structures with water-saturated basement when taking into account nonlinear and rheological properties of soils. Dr. Sci. Tech. diss.]. Moscow, 2016, 324 p.
18. Galin L. A. *Kontaktnye zadachi teorii uprugosti i vyazkouprugosti* [Contact problems of the theory of elasticity and viscoelasticity]. Moscow, Nauka Publ., 1980, 302 p.
19. Polunin V. M., Burtsev R. V. *Analiticheskoe reshenie zadachi ob opredelenii izbytochnogo porovogo davleniya v vodonasyschennom osnovanii v usloviyakh dvukh i bolee fundamentov konechnoy shiriny* [Analytical solution of the problem of determining the excess pore pressure in a water-saturated foundation under the conditions of two and more foundations of finite width]. *Vestnik grazhdanskikh inzhenerov – Bulletin of Civil Engineers*, 2023, no. 4 (99), pp. 46–53.
20. *Spravochnik geotekhnika. Osnovaniya, fundamenty i podzemnye sooruzheniya* [Handbook of geotechnical engineering. Bases, foundations and underground structures]. Ed. by Il'ichev V. A. and Mangushev R. A. 2-nd ed., revised. Moscow, ASV Publ., 2016, 1031 p.