

УДК 624.131

© Р. В. Бурцев, аспирант
(Санкт-Петербургский государственный
архитектурно-строительный университет,
Санкт-Петербург, Россия)
E-mail: roburtsev@mail.ru

DOI 10.23968/1999-5571-2024-21-5-49-58

© R. V. Burtsev, post-graduate student
(Saint Petersburg State University
of Architecture and Civil Engineering,
St. Petersburg, Russia)
E-mail: roburtsev@mail.ru

ВЛИЯНИЕ СТАДИЙНОСТИ ВОЗВЕДЕНИЯ СЕКЦИЙ МОНОЛИТНЫХ ЗДАНИЙ БЕСКАРКАСНОГО ТИПА НА РАЗВИТИЕ НЕРАВНОМЕРНЫХ ОСАДОК В ОСНОВАНИИ ФУНДАМЕНТОВ МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ

THE INFLUENCE OF THE STAGE-BY-STAGE CONSTRUCTION OF MONOLITHIC FRAMELESS TYPE BUILDING SECTIONS ON THE DEVELOPMENT OF DIFFERENTIAL SETTLEMENT IN THE BASE OF SLAB FOUNDATIONS

Предлагаются к рассмотрению рекомендации по предельно допустимой разнице в количестве этажей между секциями монолитных бескаркасных зданий на фундаменте мелкого заложения (плитный и ленточный фундамент) в процессе возведения надземной части. Моделирование стадийного возведения бескаркасного секционного здания на плитном и ленточном фундаменте (идеализированные модели монолитных зданий) реализуется с использованием МКЭ (PLAXIS 3D). Основание рассматривается как водонасыщенное в условиях формирования избыточного порового давления на этапе возведения здания (задача консолидации основания). Величины физико-механических и фильтрационных характеристик близки к наиболее неблагоприятным в контексте оценки неравномерных деформаций (относительная разница осадок и крен) при заданных граничных условиях последовательности и времени возведения секций. Приведено решение в аналитическом виде со сходными граничными условиями. Аналитическое решение подразумевает плоскую задачу фильтрационной консолидации от водопроницаемых нагрузок, где для определения осадки во времени используется закон Генки (линейная деформация представляется как сумма объемной и сдвиговой деформаций).

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

The article proposes to consider recommendations on the maximum permissible difference in storey number between sections of monolithic frameless buildings on shallow foundations (slab and strip foundations) during the construction of the above-ground part. Modeling of the stage-by-stage construction of a frameless section building on a slab and strip foundation (idealized models of monolithic buildings) is implemented using FEM (PLAXIS 3D). The foundation is considered as water-saturated under conditions of excess pore pressure formation at the stage of building construction (base consolidation problem). The values of physical, mechanical and filtration characteristics are close to the most unfavorable in the context of assessing differential deformations (relative difference in settlement and tilt) under specified boundary conditions of the sequence and time of section construction. The solution is demonstrated in analytical form with similar boundary conditions. The analytical solution involves a plane problem of filtration consolidation from permeable loads, where Hencky's law is used to determine the settlement over time (linear deformation is represented as the sum of volumetric and shear deformation).

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

Введение

Часто в строительной практике отдается предпочтение возведению многосекционных зданий, разделенных деформационными швами. Такая массовая застройка в настоящее время является преобладающей и наиболее распространенной при формировании жилой квартальной застройки (рис. 1). Дома при этом формируются набором необходимых секций, зачастую составляющих серию, построенную на одной конструктивной системе. По конфигурации расположение секции здания (смежное расположение секций между собой) можно разделить на рядовое (см. на рис. 1), торцевое и поворотное. Блокировку торцевых и рядовых секций можно разделить на прямолинейную или со сдвигом, а также со сложной формой (криволинейная, Т-образная и прочая). Поворотные секции позволяют размещать дома в двух или трех направлениях.

При таком многообразии секционного строительства 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.

Известно, что 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. Также известно, что слабые водонасыщенные грунты под воздействием внешней прикладываемой нагрузки стабилизируются в течение некоторого количества времени после завершения строительства. Это обусловлено тем, что грунтовая среда состоит из совокупности частиц — скелета, поровое пространство которого заполнено сжимаемой газосодержащей фазой. Такой про-

цесс перераспределения давлений между скелетом грунта и поровой водой при ее отжатии из пор под действием нагрузки, сопровождающийся уплотнением с течением времени, принято называть фильтрационной консолидацией. Аналитические методы 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 прибегают к использо-

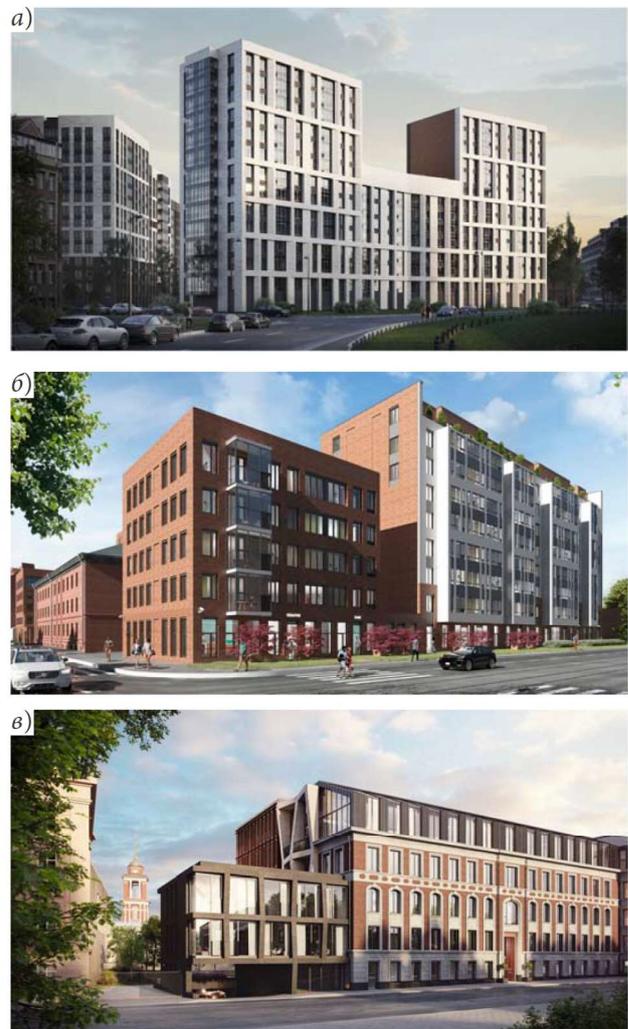


Рис. 1. Примеры секционной рядовой застройки (визуализации): а — Санкт-Петербург, наб. Черной речки, д. 9; б — Санкт-Петербург, Лесной пр., д. 23А; в — Москва, Большой Ордынский пер., д. 4, стр. 4

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

В представленной работе оценивается влияние факторов (таких как фильтрационные характеристики, конструктивные схемы надземной части, характер нагружения основания), воздействующих на развитие неравномерных осадок в слабых водонасыщенных грунтах в основании фундаментов мелкого заложения в условиях стадийного асимметричного нагружения массива грунта, как численно, с использованием программного комплекса, реализующего МКЭ, так и аналитическими методами теории фильтрационной консолидации [1–12].

1. Материалы и методы

1.1. Расчет МКЭ

Моделирование стадийного возведения бескаркасного двухсекционного здания на плитном и ленточном фундаменте (идеализированные модели монолитного здания) реализуется с использованием МКЭ (PLAXIS 3D). На рис. 2 приведены варианты конструктивных схем надземной части секций бескаркасных зданий и типы фундаментов мелкого заложения, задействованных в расчетах. Конфигурация секций — рядовая. Рассмотрение двух секций (здесь и далее секция *A* и секция *B*) обосновывается наибольшими рисками возникновения неравномерных деформаций на контакте фундаментов и основания, предельные величины которых регламентируются Приложением Г СП 22.13330.2016 «Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01–83*». Высота этажа — 3 м; толщины 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 [13–14].

Возведение монолитного секционного здания — стадийное, рассмотрено три рас-

четных варианта последовательности возведения секций для оценки развития неравномерностей в основании бескаркасного здания, которые представлены в табл. 1. Опережение этажности секцией *A* моделируется после достижения секцией *B* одного этажа при приведении к среднему давлению шага нагружения основания секции $A = 8,8 \text{ кН/м}^2$. Необходимо отметить, что принятие среднего эквивалентного давления носит в большей степени вспомогательный характер для удобства отображения последовательности нагружения массива основания на графиках и для сопоставления характера деформирования среды при сравнении численных результатов, выполненных посредством МКЭ, и представленного в работе аналитического решения плоской задачи консолидации основания.

При однослойном основании (характеристики грунта приведены в табл. 2) стабилизированная осадка при полном возведении надземной части секций здания соответствует предельному значению осадки (согласно Приложению Г СП 22.13330.2016 для бескаркасного типа зданий) в 18 см. Для решения численной задачи МКЭ принята модель грунтового основания *Soft Soil*. В качестве изменяемых характеристик основания взяты фильтрационные параметры, отвечающие за скорость развития деформаций в массиве грунта. Коэффициенты консолидации рассматривались в диапазонах 0,1–100 м²/сут, при этом наиболее характерным их диапазоном (при оценке развития неравномерных

Таблица 1

Расчетные варианты возведения секций *A* и *B* монолитного бескаркасного здания

№ варианта возведения	Последовательность возведения секций монолитного бескаркасного здания
1	<i>B1-A1-A2-A3-B2-B3</i>
2	<i>B1-A1-A2-A3-A4-B2-B3-B4</i>
3	<i>B1-A1-A2-A3-A4-A5-B2-B3-B4-B5</i>

Примечание. 1, 2, 3, 4, 5 — количество возведенных этажей. Например: *B5* — секция *B* возведена на пять этажей.

Модели секций монолитного бескаркасного здания:

- протяженные ячеистой структуры 6x7 м (а);
- протяженные ячеистой структуры 30x7 м (б);
- протяженные с поперечными несущими стенами структуры 6x7 м (в);
- точечные ячеистой структуры 6x7 м (г);
- точечные с поперечными несущими стенами структуры 6x7 м (д);
- точечные с продольными несущими стенами (е)

Два типа конструкции фундаментов:

- плитный фундамент (А);
- ленточный фундамент (Б).

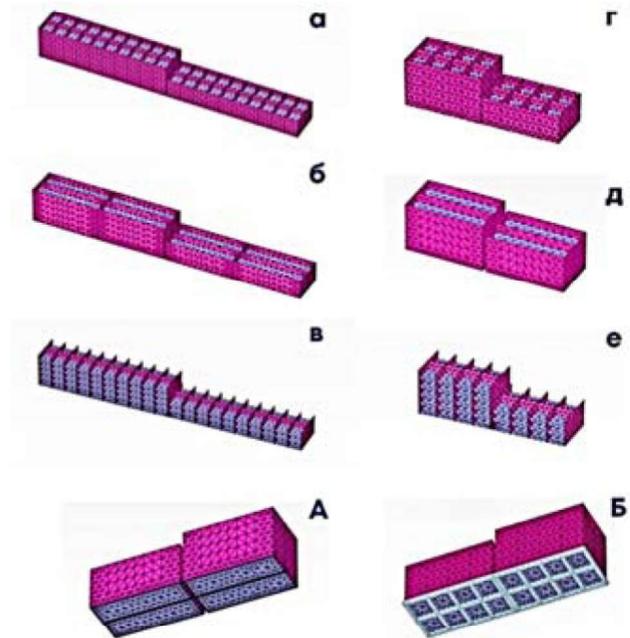


Рис. 2. Идеализированные модели секций монолитного бескаркасного здания и типы конструкций фундаментов

Таблица 2

Физико-механические и фильтрационные характеристики грунта

Коэффициент пористости e	0,7
Модуль деформации E , МПа	7
Коэффициент Пуассона	0,4
Угол внутреннего трения φ , °	21
Сцепление c , кПа	11
Модифицированный коэффициент сжимаемости λ^*	0,021
Модифицированный коэффициент набухания $k^* \cdot 10^{-3}$	4,854
Коэффициент консолидации C_v , м ² /сут	0,1...100

деформаций) является 75–100 м²/сут (глинистые водонасыщенные грунты — некоторые виды супесей). При рассмотрении более высоких значений коэффициентов консолидации избыточное поровое давление и рассеивается быстрее завершения цикла возведения надземных конструкций (зачастую на начальных этапах возведения), предельные неравномерности деформаций на контакте фундамента и основания при этом не формируются.

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 [15].

1.2. Аналитический метод расчета

Далее представим алгоритм решения в аналитическом виде со сходными граничными условиями. Аналитическое решение подразумевает плоскую задачу консолидации от двух водопроницаемых нагрузок, где для определения осадки во времени используется закон Генки (линейная деформация представляется через сумму сдвиговой и объемной деформаций). Расчетная схема к аналитическому решению задачи консолидации в условиях двух смежных нагрузок показана на рис. 3.

Исходным к определению компонентов напряжения является решение о равномер-

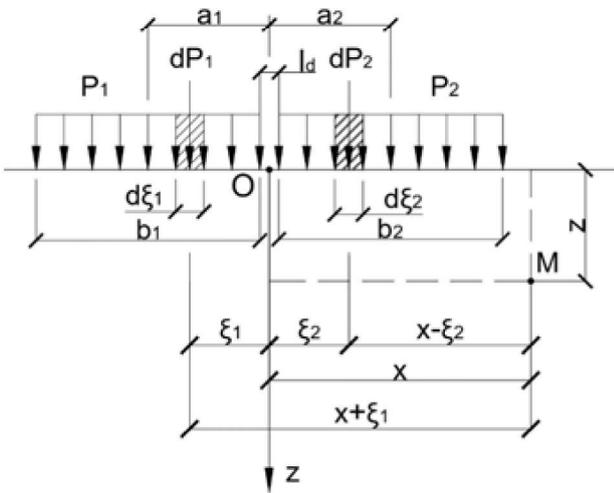


Рис. 3. К решению плоской задачи консолидации в условиях двух смежных нагрузок: P_1 и P_2 — местные нагрузки, кПа; ξ_1 и ξ_2 — расстояния от центра приложения распределенной нагрузки до равнодействующей сосредоточенной силы dP_1 (dP_2) по элементарной полосе шириной $d\xi_1$ ($d\xi_2$), м; z — координата интегрирования до искомой точки M , м

ной полосовой нагрузке, или задача Мичелла. Согласно исходным предпосылкам задачи (расчетной схеме на рис. 3), вертикальное и суммарное напряжение преобразуем как для двух полосовых смежных нагрузок $\sigma_z(x, z)$ и $\sigma_m(x, z)$:

$$\begin{aligned} \sigma_z(x, z) = & \frac{P_1}{\pi} \left[\operatorname{arctg} \frac{a - (x - l_{O1})}{z} + \operatorname{arctg} \frac{a + (x - l_{O1})}{z} \right] - \\ & - \frac{2ap_1z \left[(x - l_{O1})^2 - z^2 - a^2 \right]}{\pi \left[(x - l_{O1})^2 + z^2 + a^2 \right]^2 + 4a^2z^2} + \\ & + \frac{P_2}{\pi} \left[\operatorname{arctg} \frac{a - (x + l_{O2})}{z} + \operatorname{arctg} \frac{a + (x + l_{O2})}{z} \right] - \\ & - \frac{2ap_2z \left[(x + l_{O2})^2 - z^2 - a^2 \right]}{\pi \left[(x + l_{O2})^2 + z^2 + a^2 \right]^2 + 4a^2z^2}; \quad (1) \\ \sigma_m(x, z) = & \frac{2P_1(1 + \nu)}{3\pi} \times \\ & \times \left[\operatorname{arctg} \frac{a - (x - l_{O1})}{z} + \operatorname{arctg} \frac{a + (x - l_{O1})}{z} \right] + \\ & + \frac{2P_1(1 + \nu)}{3\pi} \left[\operatorname{arctg} \frac{a - (x + l_{O1})}{z} + \operatorname{arctg} \frac{a + (x + l_{O1})}{z} \right], \quad (2) \end{aligned}$$

где l_{O1} , l_{O2} — расстояния от центральной оси до центров приложения местных нагрузок (в приведенной постановке задачи l_{O1} (l_{O2}) = a_{O1} (a_{O2})).

Отметим, что выражения (1) и (2) не предполагают зависимость от времени t , достаточным будет изменение величин давлений p_1 и p_2 , возникающих на различных этапах возведения здания.

Распределение избыточных поровых давлений при мгновенном приложении нагрузок от фундаментов конечной ширины рассматривается в рамках двух промежутков интегрирования, соответствующих двум фундаментам конечной ширины с различной интенсивностью местных нагрузок. Представим это в виде плоской задачи для последующего решения в среде ПК:

$$\begin{aligned} u(x, z) = & \frac{\lambda p_1 z}{\pi} \int_{-0,5l_d}^{-0,5l_d + b_1} \frac{1}{z^2 + (x + \xi_1)^2} \times \\ & \times \left\{ 1 - \exp \left[-\frac{(x + \xi_1)^2 + z^2}{4C_v t} \right] \right\} d\xi + \\ & + \frac{\lambda p_2 z}{\pi} \int_{0,5l_d}^{0,5l_d + b_2} \frac{1}{z^2 + (x - \xi_2)^2} \times \\ & \times \left\{ 1 - \exp \left[-\frac{(x - \xi_2)^2 + z^2}{4C_v t} \right] \right\} d\xi, \quad (3) \end{aligned}$$

где b_1 , b_2 — длины местных нагрузок (габариты фундаментов); l_d — расстояние между местными нагрузками (ширина деформационного шва).

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

$$u(x, z) = \sum_{n=1}^n u_n(x, z), \quad (4)$$

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

Деформация грунтов основания определяется на основе обобщенного закона Гука, который можно представить через модули

линейной объемной и сдвиговой деформаций, связанные с модулем линейной деформации E известными зависимостями вида

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

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

Такое решение известно как закон Генки. Линейная деформация включает в себя сдвиговую и объемную деформации. Вышеуказанное предположение имеет важное теоретическое и практическое значение, так как оно позволяет учитывать особенности объемного и сдвигового нелинейного деформирования грунтов при рассмотрении задач консолидации и ползучести.

2. Результаты

В качестве итогов приведем наиболее характерную выборку результатов (рис. 4), соответствующих конструктивной схеме секций монолитного бескаркасного здания (см. рис. 2, з). Тип конструкции фундамента — плитный (см. рис. 2, А).

Деформированная схема секции А по ходу нагружения основания показывает относительно равномерный характер оседания до момента завершения опережения и возведения второго этажа секции В — этап возведения «В1-А1-А2-А3-А4» (см. рис. 4 и табл. 1). В то же время необходимо отметить формирование больших вертикальных перемещений в зоне деформационного шва у секции А, что связано прежде всего с жесткостью узла примыкания плитной части секции и стены. Настоящий вопрос требует отдельного рассмотрения в ходе расчетов по критериям прочности и проявления трещин в узле сопряжения железобетонных элементов с заданными условиями армирования. На этапе возведения «В1-А1-А2-А3-А4-В2-В3» отметим развитие неравномерных деформаций теперь уже на контакте плитной части и основания секции А (рис. 5). Это говорит о том, что мульда оседания продолжа-

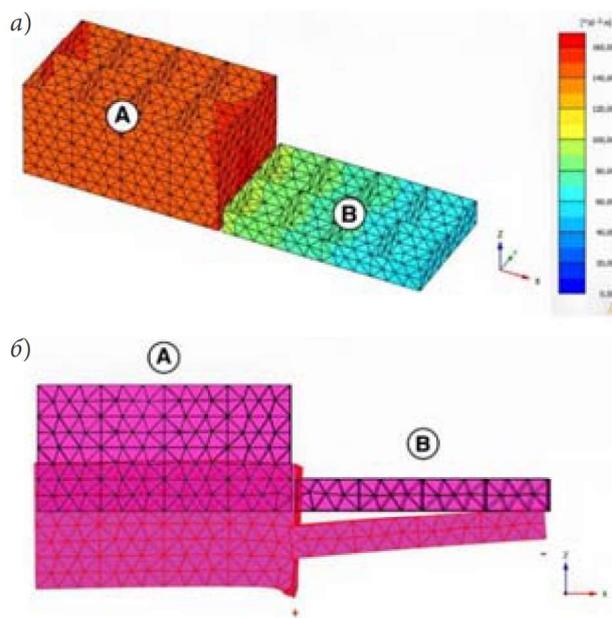


Рис. 4. Изополя вертикальных перемещений в теле секций А и В бескаркасного здания на этапе возведения секций «В1-А1-А2-А3-А4» (а) и соответствующая деформированная схема — вид сбоку (б)

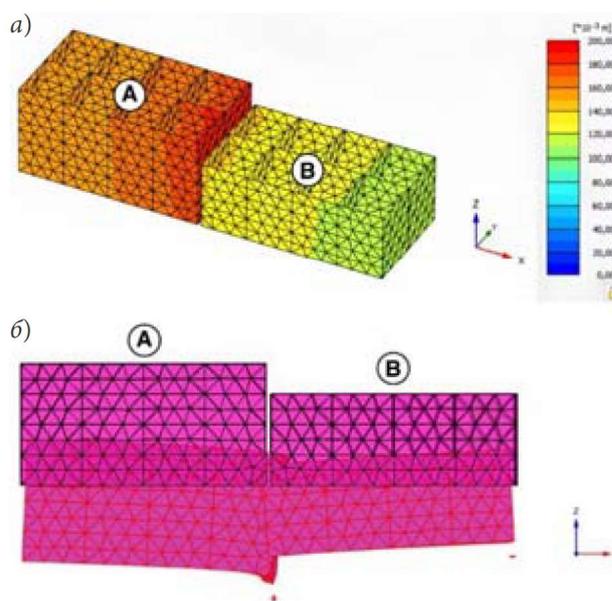


Рис. 5. Изополя вертикальных перемещений в теле секций А и В бескаркасного здания на этапе возведения секций «В1-А1-А2-А3-А4-В2-В3» (а) и соответствующая деформированная схема — вид сбоку (б)

ет развиваться и формируется уже в рамках двух рассматриваемых секций. Такой эффект в большей степени достигается при возведении точечных секций, когда поверхность

оседания достаточно велика и задействует значительную площадь фундаментов здания.

Сопоставление результатов, полученных аналитически с использованием решений (1)–(5) и численных в среде PLAXIS, представлено на рис. 6. Характер нагружения основания — по третьему варианту возведения (см. табл. 1). Скорость возведения одного этажа — 7 сут. Красная черта соответствует предельной величине относительной разницы осадок согласно Приложению Г СП22.13330.2016 для бескаркасного типа зданий.

Сопоставление кривых развития относительной разницы осадок и крена для трех вариантов возведения секций монолитного здания согласно табл. 1 приведено на рис. 7. Регламент по предельным значениям крена для монолитных железобетонных зданий бескаркасного типа в Приложении Г

СП22.13330.2016 отсутствует. При рассмотрении прочих нормативных источников, к примеру ТСН 50-302–2004, выделяем предельную величину крена для нового строительства — 0,005. Отсюда крен по результатам проведенных расчетов — в пределах допустимого.

Приведенный выше метод оценки развития предельных величин относительной разницы осадок и крена в процессе возведения смежных секций монолитных бескаркасных зданий позволяют дать предварительную и достаточно обобщенную оценку в виде табличных рекомендаций по предельно допустимой разнице этажей между секциями (табл. 3). Кроме того, результаты исследования подтверждаются посредством сопоставления аналитических и численных расчетов МКЭ с данными мониторинга на ряде объектов в условиях слабых глинистых грунтов

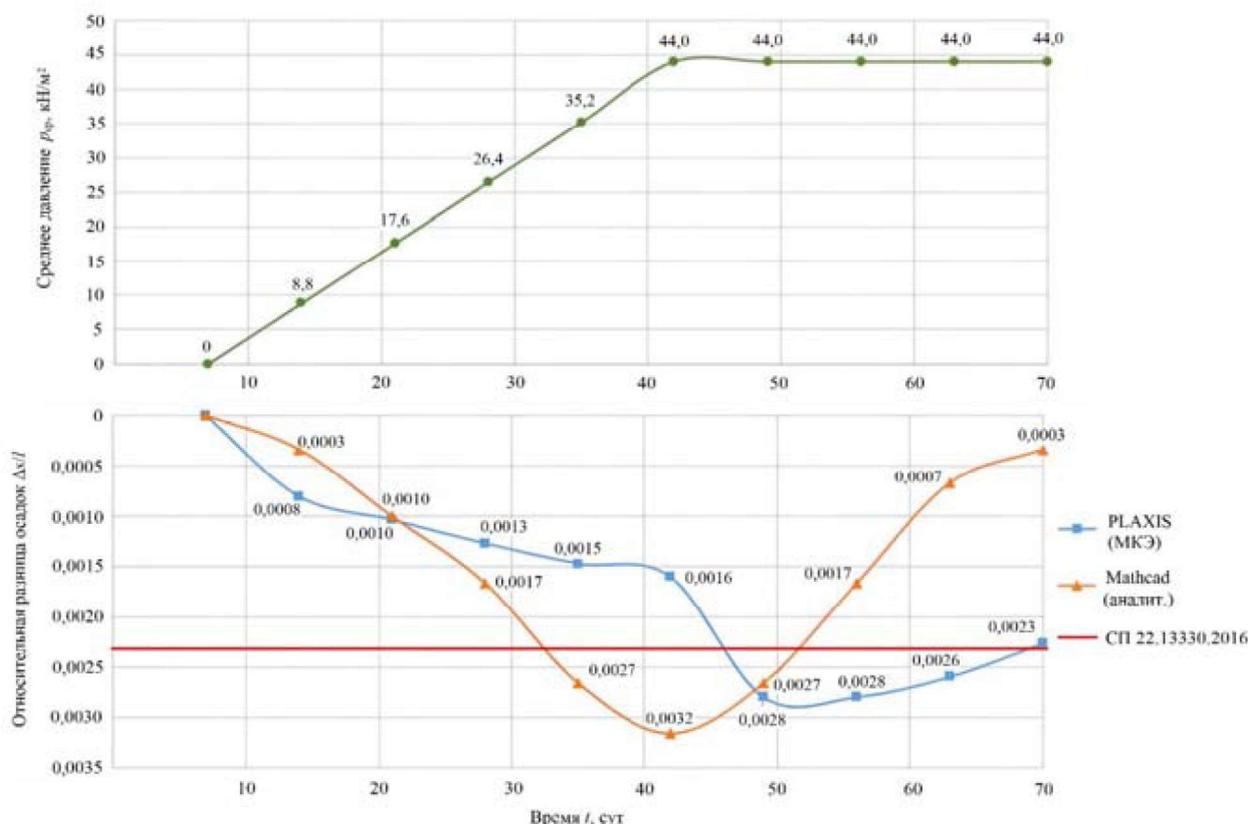


Рис. 6. График развития относительной разницы осадок $\Delta s / l$ секции В во времени t при возведении секции А на величину среднего давления p_{cp} по подошве плитного фундамента. Сопоставление результатов расчета с помощью Mathcad (аналитическое решение) и PLAXIS (МКЭ)

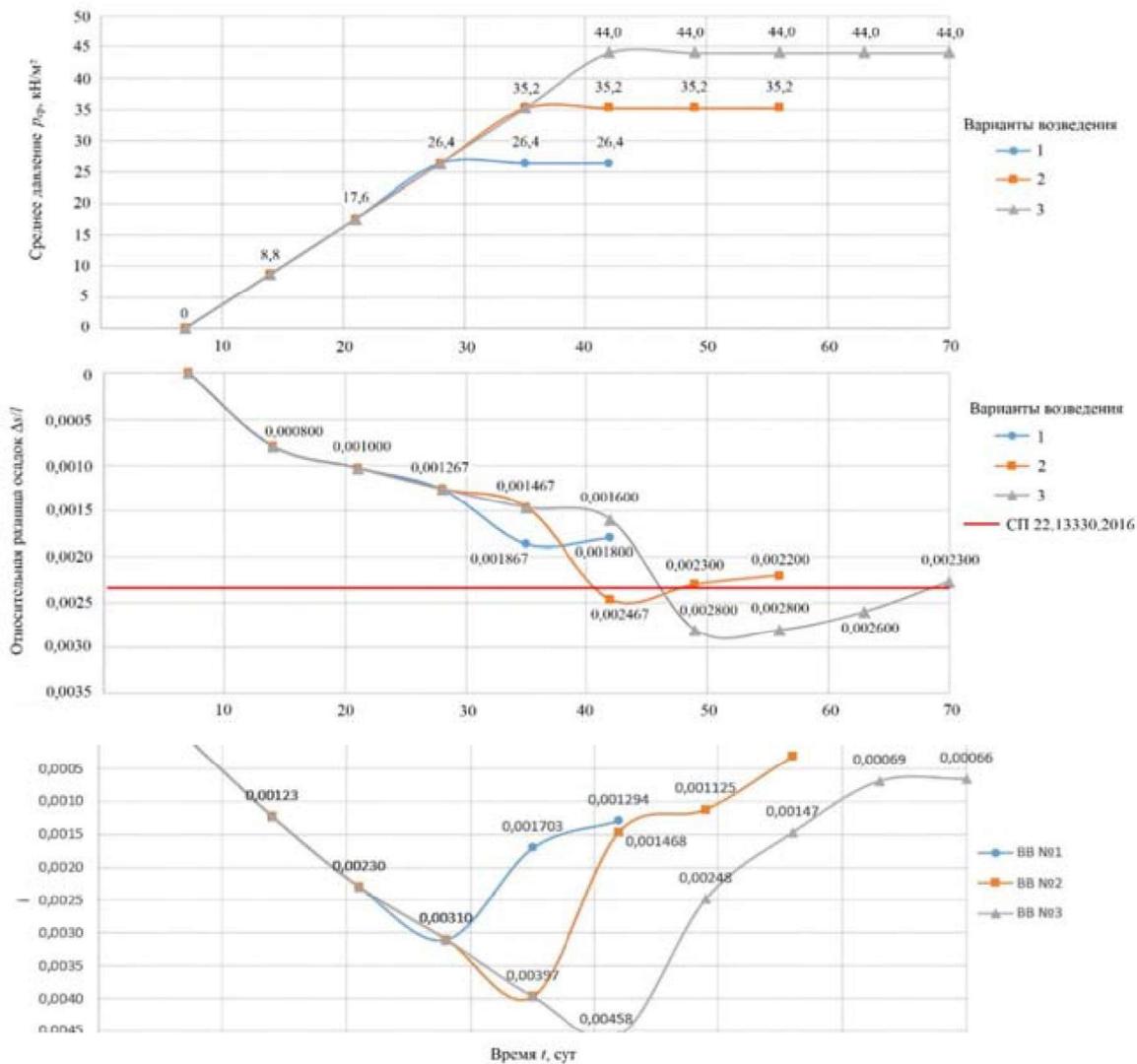


Рис. 7. График развития относительной разницы осадок ($\Delta s / l$) и крена (i) секции В во времени t при возведении секции А на количество этажей n согласно вариантам возведения (см. табл. 1)

Санкт-Петербурга в диапазоне коэффициентов консолидации $0,1-25 \text{ м}^2/\text{сут}$.

Комментарии и выводы

1. Решение дифференциальных уравнений плоской задачи консолидации можно реализовать в вычислительных программах, таких как Mathcad, по представленным в настоящей статье решениям. Корректнее использовать представленные в работе решения в условиях полосовой нагрузки или с сопоставимыми габаритами ширины и длины фундамента.

2. Выявлено, что при заданных граничных условиях численной задачи МКЭ в услови-

ях возведения смежных секций монолитных зданий, ключевым показателем в расчете нестабилизированных осадок является относительная разница осадок. Величины крена — в диапазоне допустимых. Горизонтальные смещения стен не вызывают коллизий конструкций и прочих технических нарушений при возведении и эксплуатации здания.

3. По результатам численных решений МКЭ и аналитических решений со сходными граничными условиями предлагаются к рассмотрению рекомендации по предельно допустимой разнице этажей между секциями

Рекомендации по выбору предельной разницы этажности между секциями монолитного бескаркасного здания в процессе возведения надземной части здания
(○ — рекомендовано, × — не рекомендовано)

Средний коэффициент консолидации в рамках глубины сжимаемой толщи, $C_{\text{ср}}$, м ² /сут	0,1...25				25...50				50...75				75...100			
	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
Предельное превышение этажности между секциями монолитного бескаркасного здания в процессе возведения надземной части здания, $n_{\text{эт}}$, шт.																
I. Плитный фундамент:																
а) протяженные секции ячеистой структуры (шаг поперечных стен более 30 м);	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	×
б) протяженные секции ячеистой структуры (шаг поперечных стен менее 30 м);	○		○	○	○	○	○	○	○	○	○	×	○	○	○	×
в) протяженные секции с поперечными несущими стенами;	○	○	○	○	○	○	×	○	○	○	○	×	○	○	○	×
г) точечные секции ячеистой структуры;	○	○	○	○	○	○	×	○	○	○	○	×	○	○	×	×
д) точечные секции с продольными несущими стенами;	○	○	○	×	○	○	○	×	○	○	×	×	○	○	×	×
е) точечные секции с поперечными несущими стенами	○	○	○	×	○	○	○	×	○	○	×	×	○	○	×	×
II. Ленточный фундамент:																
а) протяженные секции ячеистой структуры (шаг поперечных стен более 30 м);	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	×
б) протяженные секции ячеистой структуры (шаг поперечных стен менее 30 м);	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	×	○	○	○	×
в) протяженные секции с поперечными несущими стенами;	○	○	○	○	○	○	×	○	○	○	○	×	○	○	○	×
г) точечные секции ячеистой структуры;	○	○	○	○	○	○	○	×	○	○	×	×	○	○	×	×
д) точечные секции с продольными несущими стенами;	○	○	○	×	○	○	○	×	○	○	×	×	○	○	×	×
е) точечные секции с поперечными несущими стенами	○	○	○	×	○	○	○	×	○	○	×	×	○	○	×	×

Примечание. Рекомендации приведены для конфигурации набора секций рядового типа.

монолитных бескаркасных зданий на фундаменте мелкого заложения (плитный и ленточный фундамент) в процессе возведения надземной части в табличном виде.

Библиографический список

1. Гольдин А. Л., Рассказов Л. Н. Проектирование грунтовых плотин. М.: АСВ, 2001. 375 с.
 2. Зарецкий Ю. К. Теория консолидации грунтов. М.: Наука, 1967. 270 с.
 3. Зарецкий Ю. К. Вязкопластичность грунтов и расчеты сооружений. М.: Стройиздат, 1988. 352 с.

4. Терцаги К. Теория механики грунтов. М.: Госстройиздат, 1961. 507 с.
 5. Терцаги К., Пек Р. Механика грунтов в инженерной практике. М.: Госстройиздат, 1958. 607 с.
 6. Вялов С. С. Реологические основы механики грунтов. М.: Высшая школа, 1978. 447 с.
 7. Флорин В. А. Основы механики грунтов. М.; Л.: Госстройиздат. 1959. Т. 1. 357 с.; 1961. Т. 2. 543 с.
 8. Тер-Мартirosян З. Г. Реологические параметры грунтов и расчеты оснований сооружений. М.: Стройиздат, 1990. 200 с.
 9. Пронозин Я. А., Королев К. В., Караулов А. М. Механика грунтов. М.: Учебно-методический центр по

образованию на железнодорожном транспорте, 2022. Т. 2. 488 с.

10. Тер-Мартirosян З. Г., Тер-Мартirosян А. З., Хиеп Н. Х. Консолидация и ползучесть оснований фундаментов конечной ширины // Вестник МГСУ. 2013. № 4. С. 38–52.

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

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

13. Бурицев Р. В., Полунин В. М. Фактор стадийности возведения секций монолитных зданий бескаркасного типа в расчете нестабилизированных неравномерных осадок в основании плитного фундамента // Вестник гражданских инженеров. 2023. № 6 (101). С. 62–73.

14. Бурицев Р. В. Фактор стадийности возведения точечных секций монолитных зданий бескаркасного типа в расчете нестабилизированных неравномерных осадок в основании плитного фундамента // Геотехника. 2023. Т. 15, № 3. С. 44–57.

15. Справочник геотехника. Основания, фундаменты и подземные сооружения. 3-е изд., доп. и перераб. / под общ. ред. В. А. Ильичева и Р. А. Мангушева. М.: АСВ, 2023. 1084 с.

References

1. Gol'din A. L., Rasskazov L. N. *Proektirovanie gruntovykh plotin* [Design of earth dams]. Moscow, ASV Publ., 2001, 375 p.

2. Zaretskiy Yu. K. *Teoriya konsolidatsii gruntov* [The theory of soil consolidation]. Moscow, Nauka Publ., 1967, 270 p.

3. Zaretskiy Yu. K. *Vyazkoplastichnost' gruntov i raschety sooruzheniy* [Viscoplasticity of soils and calculations of structures]. Moscow, Stroyizdat Publ., 1988, 352 p.

4. Tertsagi K. *Teoriya mekhaniki gruntov* [The theory of soil mechanics]. Moscow, Gosstroyizdat Publ., 1961, 507 p.

5. Tertsagi K., Pek R. *Mekhanika gruntov v inzhenernoy praktike* [Mechanics of soils in engineering practice]. Moscow, Gosstroyizdat Publ., 1958, 607 p.

6. Vyalov S. S. *Reologicheskie osnovy mekhaniki gruntov* [Rheological basics of soil mechanics]. Moscow, Vysshaya shkola Publ., 1978, 447 p.

7. Florin V. A. *Osnovy mekhaniki gruntov* [Fundamentals of mechanics of soils]. Moscow, Leningrad, Gosstroyizdat Publ., 1959, vol. 1, 357 p., 1961, vol. 2, 543 p.

8. 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.

9. Pronozin Ya. A., Korolev K. V., Karaulov A. M. *Mekhanika gruntov* [Mechanics of soils]. Moscow, Uchebno-metodicheskiy tsentr po obrazovaniyu na zheleznodorozhnom transporte Publ., 2022, vol. 2, 488 p.

10. Ter-Martirosyan Z. G., Ter-Martirosyan A. Z., Khiep N. Kh. *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.

11. Ter-Martirosyan Z. G. *Mekhanika gruntov* [Mechanics of soils]. Moscow, ASV Publ., 2009, 550 p.

12. Galin L. A. *Kontaktnye zadachi teorii uprugosti i vyazkouprugosti* [Contact problems of the theory of elasticity and viscoelasticity]. Moscow, Nauka Publ., 1980, 302 p.

13. Burtsev R. V., Polunin V. M. *Faktor stadiynosti vozvedeniya sektiyn monolitnykh zdaniy beskarkasnogo tipa v raschete nestabilizirovannykh neravnomernykh osadok v osnovanii plitnogo fundamenta* [Factor of staging of erection of sections of monolithic buildings of frameless type in the calculation of unstabilized non-uniform settlements in the base of slab foundations]. *Vestnik grazhdanskikh inzhenerov – Bulletin of Civil Engineers*, 2023, no. 6 (101), pp. 62–73.

14. Burtsev R. V. *Faktor stadiynosti vozvedeniya tochechnykh sektiyn monolitnykh zdaniy beskarkasnogo tipa v raschete nestabilizirovannykh neravnomernykh osadok v osnovanii plitnogo fundamenta* [Factor of the stage of erection of point sections of monolithic frameless buildings in the calculation of unstabilized uneven settlement at the base of slab foundations]. *Geotekhnika – Geoengineering*, 2023, vol. 15, no. 3, pp. 44–57.

15. *Spravochnik geotekhnika. Osnovaniya, fundamenty i podzemnye sooruzheniya* [Handbook of geotechnical engineering. Bases, foundations and underground structures]. 3-rd. ed., revised, ed. by Il'ichev V. A. and Mangushev R. A. Moscow, ASV Publ., 2023, 1084 p.