

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ И ЧИСЛЕННЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ИЗМЕНЕНИЯ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ГРУНТОВОГО МАССИВА ПРИ УСТРОЙСТВЕ СТЕНЫ В ГРУНТЕ ТРАНШЕЙНОГО ТИПА

EXPERIMENTAL AND NUMERICAL STUDIES OF CHANGES IN THE STRESS- STRAIN STATE OF A SOIL MASS DURING THE CONSTRUCTION OF A SLURRY WALL

О. А. ШУЛЯТЬЕВ, канд. техн. наук
Д. К. МИНАКОВ

В статье приводятся результаты мониторинга на опытном участке депо-зитарно-реставрационного и выставочного центра (ДРВЦ) в г. Москве: осадки грунтовых марок и горизонтальные перемещения грунта по глубине инклинометрических скважин в результате устройства двух захваток стены в грунте. Данные мониторинга подкреплены результатами численного моделирования в программе Plaxis 3D. Для анализа полученных результатов мониторинга и численных расчетов выполнено сопоставление начальных горизонтальных напряжений в грунте с давлением свежего бетона и глинистого раствора на стенки траншеи. Проведен поиск результатов инклинометрических измерений при устройстве стены в грунте на других опытных участках по всему миру, представлены наиболее интересные его результаты.

The article presents the results of monitoring at the experimental site of the Depository and Restoration and Exhibition Center (DRVTs) in Moscow: settlements of soil marks and horizontal soil movements along the depth of inclinometer wells as a result of the installation of two panels of the slurry wall. The monitoring data are supported by numerical simulation results in the Plaxis 3D program. To analyze the obtained monitoring results and numerical calculations, the initial horizontal stresses in the ground are compared with the pressure of fresh concrete and slurry on the walls of the trench. The search for the results of inclinometer measurements during the construction of a slurry wall at other experimental sites around the world was conducted, and the most interesting results of this search are presented.

Ключевые слова:

Инклинометрические измерения, напряженно-деформированное состояние грунтового массива, опытный участок, стена в грунте, численное моделирование

Key words:

Experimental site, inclinometer measurements, numerical simulation, slurry wall, stress-strain state of soil mass

Опытный участок

При устройстве стены в грунте происходит изменение напряженно-деформированного состояния (НДС) грунтового массива, которое может вызвать технологические осадки окружающей застройки [1]. Оценка изменения НДС грунтового массива, как правило, выполняется посредством численного моделирования [2, 3]. Для повышения достоверности и точности прогноза изменения НДС грунтового массива результаты численного моделирования необходимо верифицировать на основе опытных данных. С этой целью в НИИОСПе им. Н. М. Герсегонова разработан проект опытного участка, который был реализован в г. Москве на объекте «Строительство депозитарно-реставрационного и выставочного центра (ДРВЦ)».

Комплекс ДРВЦ является важной частью развития Государственного музея изобразительных искусств (ГМИИ) им. А. С. Пушкина и служит в первую очередь для размещения фондохранилищ, новых реставрационных мастерских и выставочных залов для временных экспозиций. Комплекс состоит из двух корпусов: Выставочного центра и Депозитарно-Реставрационного центра, связанных общей подземной частью глубиной от 15,6 до 21,4 м от поверхности земли. Ограждающей конструкцией подземной части ДРВЦ является стена в грунте траншейного типа (рис. 1 и 2).

Проект опытного участка включает в себя шесть инклинометрических скважин и шесть грунтовых марок, предназначенных для наблюдений за изменениями НДС грунтового массива при устройстве двух захваток стены в грунте: №61 и №60 длиной 2,65 и 6,8 м соответственно и шириной 0,8 м. Глубина инклинометрических скважин от поверхности земли составляет 29 м, глубина стены в грунте в пределах опытного участка на 1 м меньше – 28 м. Схема опытного участка представлена на рис. 3, график выполнения строительных работ и геодезических измерений на опытном участке — в табл. 1.

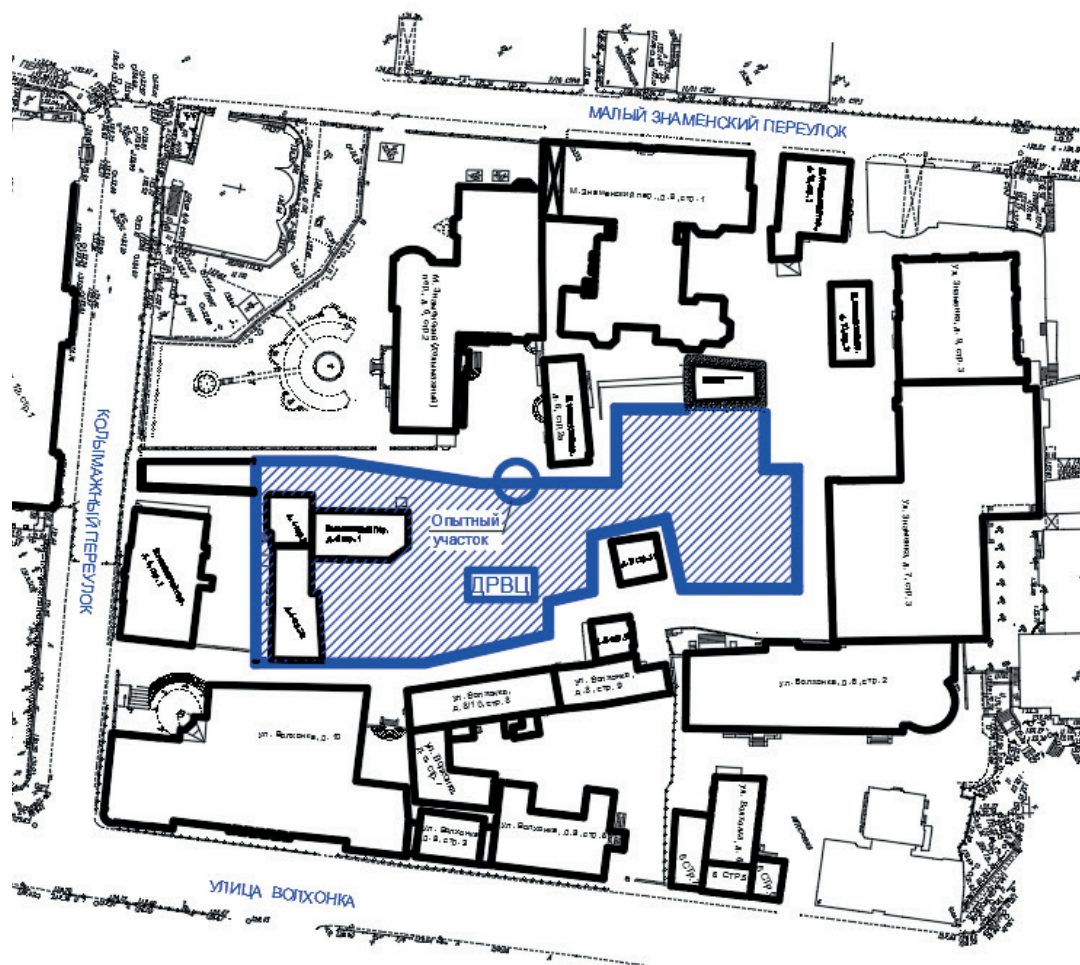


Рис. 1. План стены в грунте и подземной части ДРВЦ

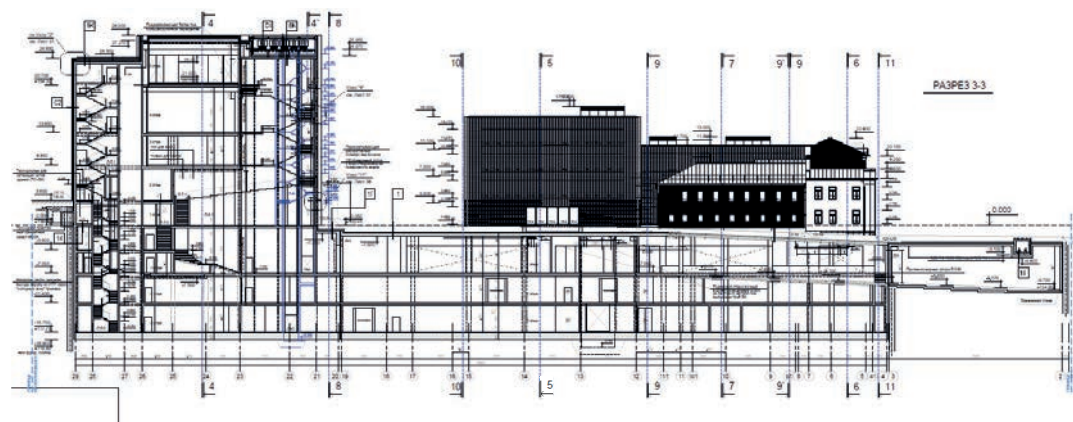


Рис. 2. Продольный разрез ДРВЦ

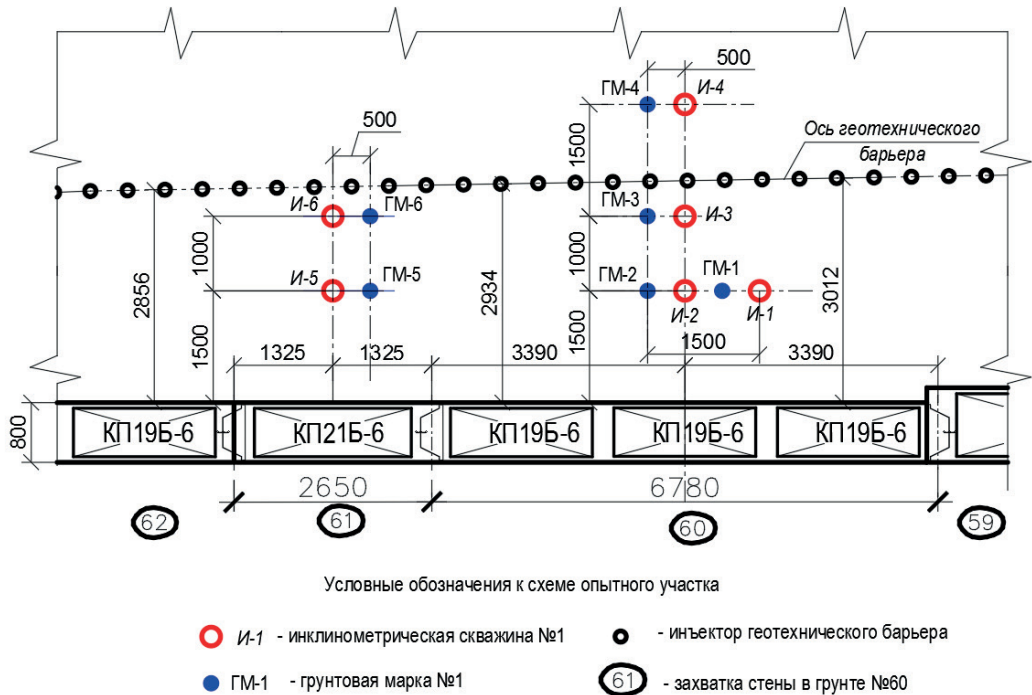


Рис. 3. Схема опытного участка

Таблица 1

**График выполнения строительных работ и геодезических измерений
на опытном участке**

Дата начала работы	Работа/цикл геодезического измерения
20.07.2017	Нулевой геодезический цикл
24.07.2017	Эксплуатация захватки №61
25.07.2017	1-й геодезический цикл
26.07.2017	Бетонирование захватки №61
28.07.2017	2-й геодезический цикл
1.08.2017	3-й геодезический цикл
2.08.2017	Эксплуатация захватки №60
4.08.2017	4-й геодезический цикл
10.08.2017	Бетонирование захватки №60
24.08.2017	5-й геодезический цикл

Опытный участок ДРВЦ имеет до разведанной глубины (38 м) следующее геологическое строение (сверху вниз): современные техногенные отложения (глубина подошвы 2,8 м), верхнечетвертичные аллювиальные отложения (глубина подошвы 12,4 м), среднечетвертичные моренные отложения (глубина подошвы 16,4 м), среднечетвер-

тичные флювиогляциальные отложения (глубина подошвы 34,0 м), каменноугольные отложения (глубина подошвы 2,8 м). Подземные воды на опытном участке вскрыты на глубине 16,4 м. Инженерно-геологический разрез для опытного участка, совмещенный с разрезом по стене в грунте и инклинометрическим скважинам, представлен на рис. 4 (И-1...И-6). Нормативные характеристики грунтов опытного участка представлены в табл. 2.

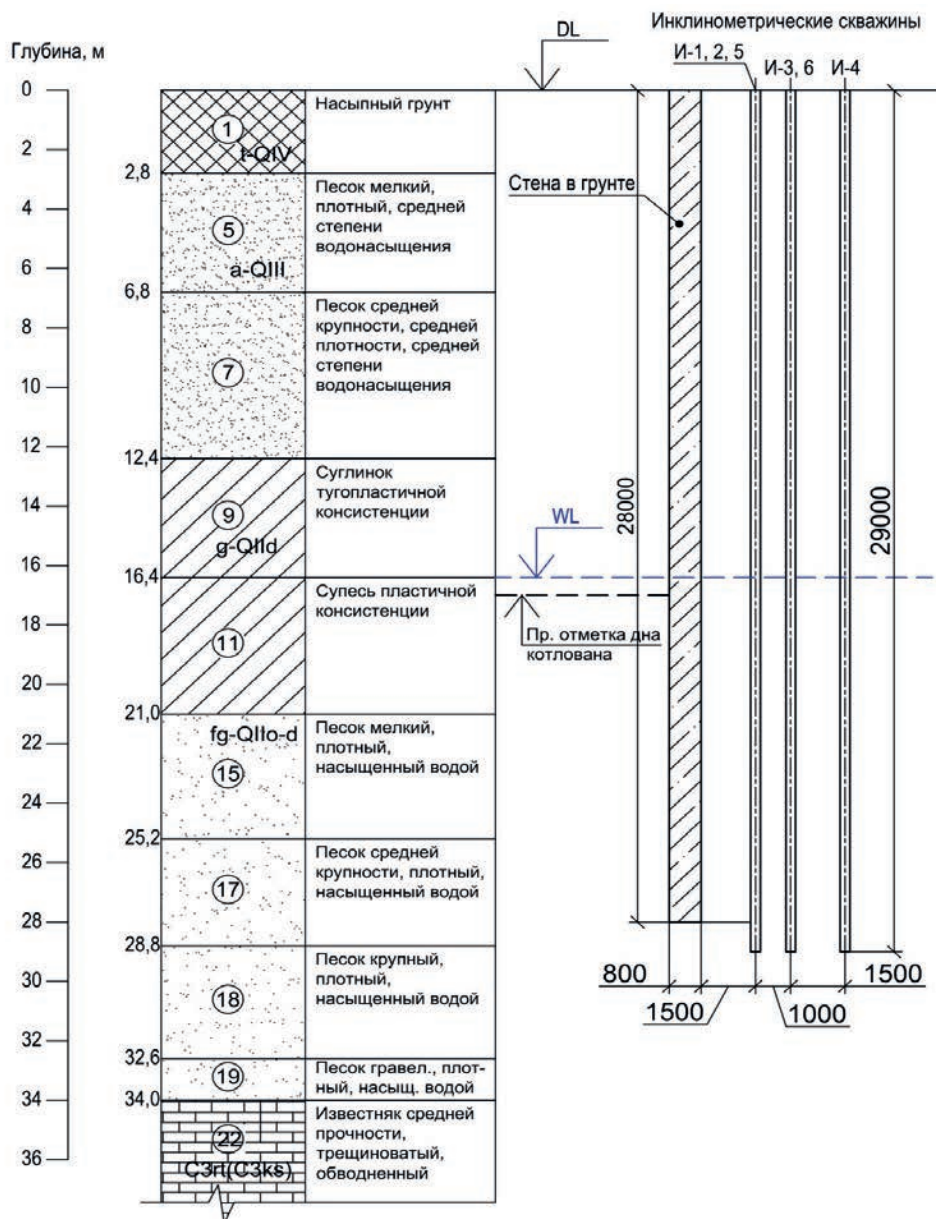


Рис. 4. Инженерно-геологический разрез для опытного участка, совмещенный с разрезом по стене в грунте и инклинометрической скважине (И-1...И-6)

Таблица 2

Нормативные значения характеристик грунтов опытного участка ДРВЦ

№ ИГЭ	γ , кН/м ³	E , МПа	c , кПа	φ , град
ИГЭ-1	Расчетное сопротивление $R_0=100$ кПа			
ИГЭ-5	20,3	31	5	36
ИГЭ-7	18,6	27	4	38
ИГЭ-9	22,1	23	57	21
ИГЭ-11	20,1	12	15	22
ИГЭ-15	21,0	34	5	34
ИГЭ-17	20,7	39	6	39
ИГЭ-18	21,3	46	4	46
ИГЭ-19	20,4	49	2	49
ИГЭ-22	23,2	Предел прочности на одноосное сжатие $R_c = 24,6$ МПа		

Результаты мониторинга на опытном участке

Согласно выполненным на опытном участке инклинометрическим измерениям, горизонтальные перемещения грунтового массива в результате устройства двух захваток стены в грунте варьируются от 0 до 8 мм. Максимальные перемещения зафиксированы в скважинах И-1, И-2 и И-3, расположенных напротив захватки №60, что, вероятно, объясняется ее большей по сравнению с захваткой №61 длиной. Результаты инклинометрических измерений по скважинам И-1...И-4, расположенным напротив захватки №60, представлены на рис. 5 - 8. Положительное направление горизонтальной оси на этих рисунках соответствуют перемещениям грунтового массива в сторону стены в грунте, отрицательное – в сторону грунта. Как видно из рис. 5 - 8, грунт по глубине скважин И-1...И-3 перемещается в сторону стены в грунте как в результате экскавации захватки №60, так и в результате ее бетонирования. Перемещения грунта по глубине скважины И-4 составляют меньше 1 мм и направлены после стадии бетонирования к стене в грунте. Это можно объяснить тем, что скважина И-4 находится за геотехническим барьером, на котором на момент выполнения работ по устройству захваток стены в грунте на опытном участке уже были установлены иньекторы и выполнен цикл заполнительной цементации. Более подробно вопрос устройства геотехнического барьера для защиты окружающей застройки при строительстве комплекса ДРВЦ представлен в книге Шулятьева с соавторами [4].

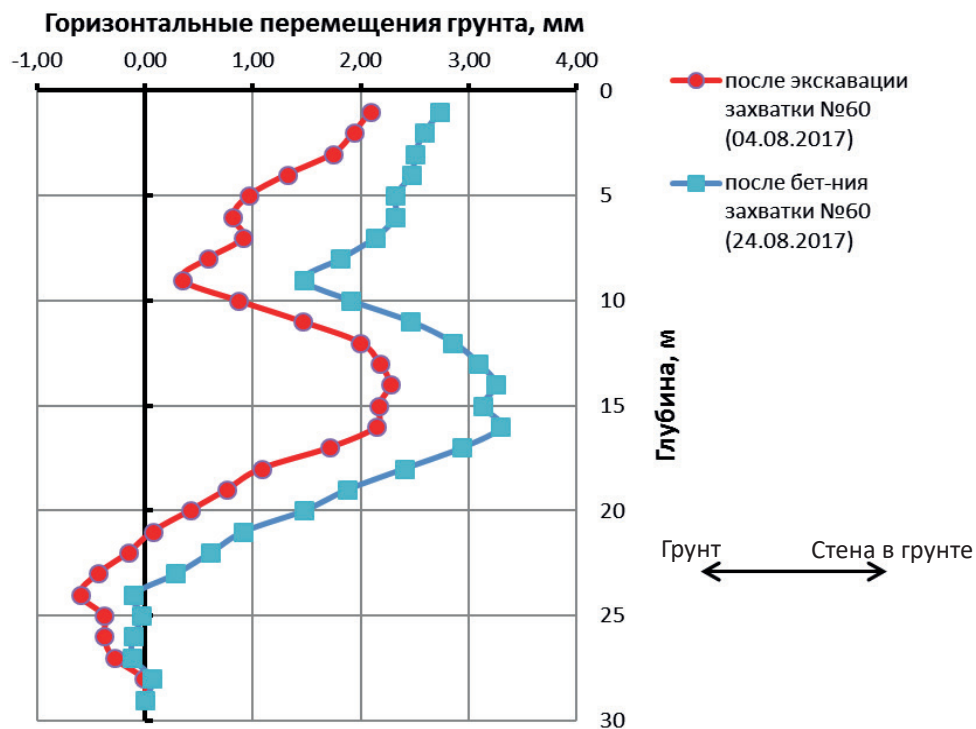


Рис. 5. Перемещения по глубине скважины И-1

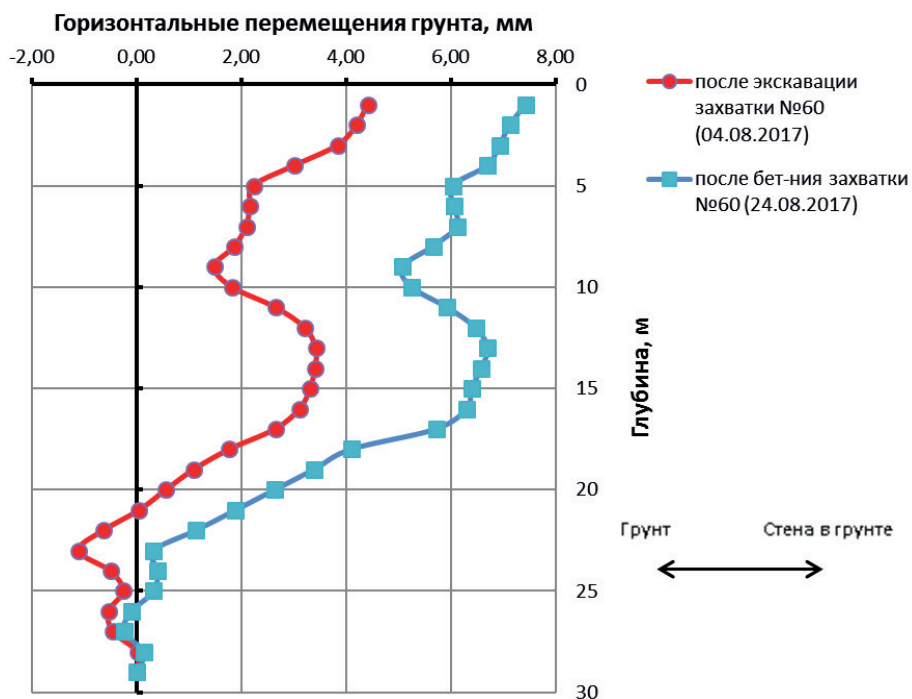


Рис. 6. Горизонтальные перемещения грунта по глубине скважины И-2

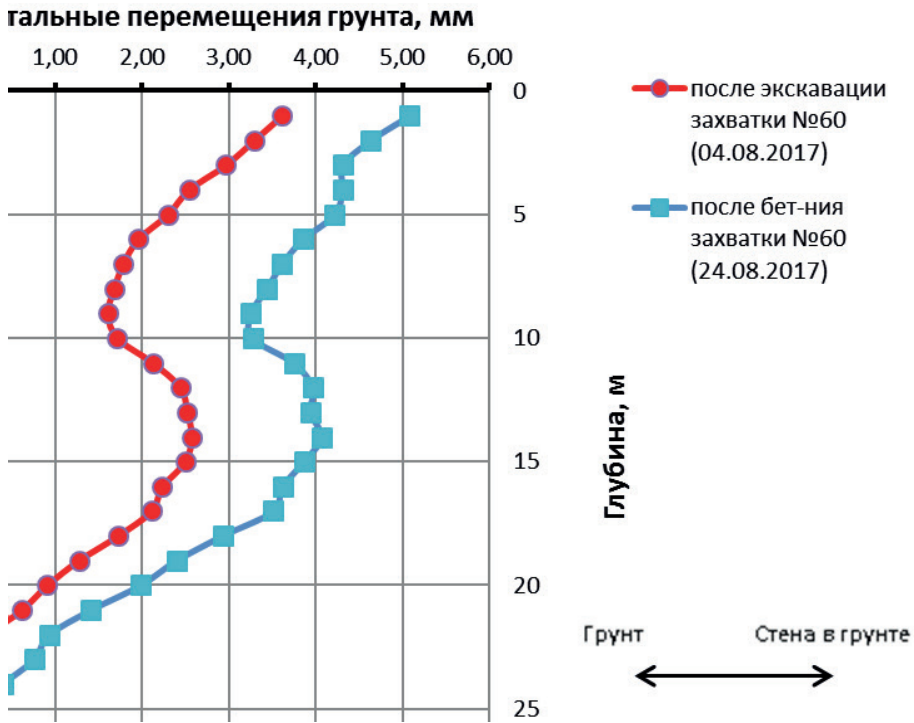


Рис. 7. Горизонтальные перемещения грунта по глубине скважины И-3

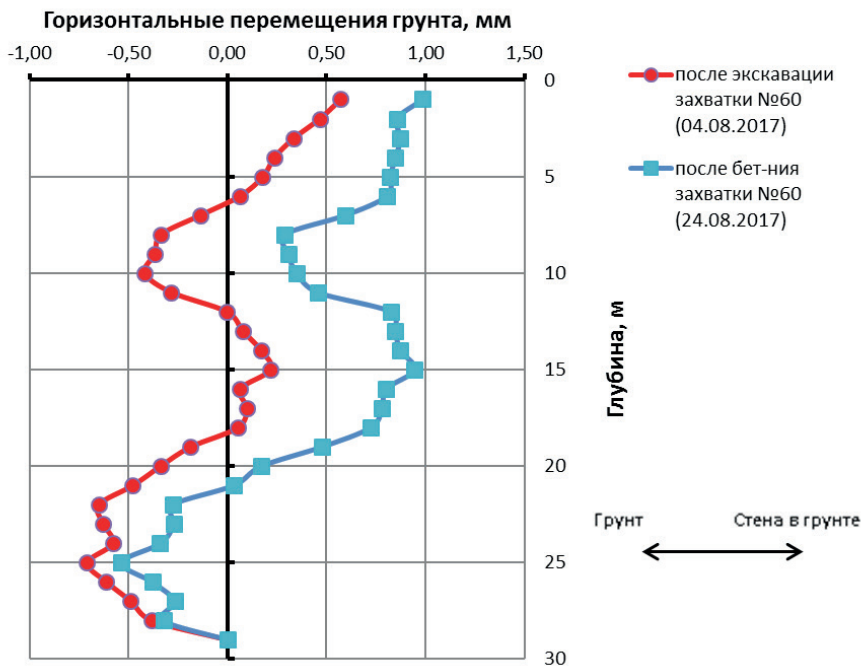


Рис. 8. Горизонтальные перемещения грунта по глубине скважины И-4

Осадки грунтовых марок ГМ-1...ГМ-6 в результате устройства двух захваток стены в грунте составляют 1,5 - 1,7 мм (рис. 9). Отсутствие зависимости между расстоянием от стены в грунте и осадками грунтовых марок объясняется, вероятно, незначительными их величинами, находящимися в пределах точности геодезических измерений.

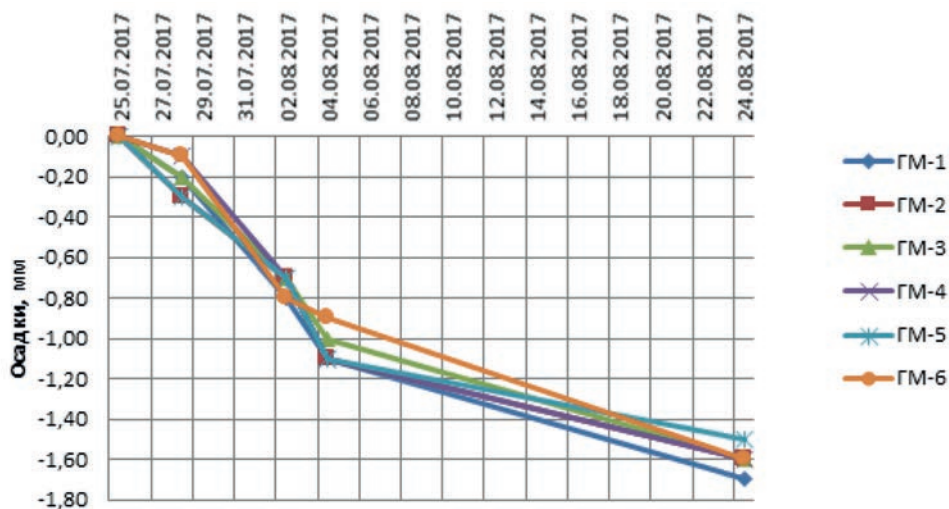


Рис. 9. Вертикальные перемещения грунтовых марок ГМ-1...ГМ-6

Численное моделирование устройства стены в грунте и сопоставление полученных результатов с данными мониторинга

Для анализа полученных результатов мониторинга, было выполнено численное моделирование устройства захваток №60 и №61 в программе Plaxis 3D. Численное моделирование велось с использованием двух различных моделей грунта: модели Мора-Кулона и модели упрочняющегося грунта. Принятые в расчетах по различным моделям характеристики грунта представлены в табл. 3 и 4. Откопка траншеи моделировалась путем замены грунта в пределах траншеи нагрузкой, эквивалентной гидростатическому давлению глинистого раствора. Стадия бетонирования моделировалась также нагрузкой, по билинейной зависимости (1), предложенной Лингсом с соавторами в 1994 г. [5], с критической высотой, равной 9 м. Согласно этой зависимости (1) давление бетона на стенки траншеи до определенной глубины, называемой критической, является гидростатическим (на каждый метр глубины давление на стенку траншеи возрастает на величину $\gamma_{\text{бетон}} \times 1 \text{ м}$). Ниже критической глубины давление бетонной смеси на стенки траншеи продолжает линейно возрастать, но с меньшей скоростью, зависящей от плотности глинистого раствора (на каждый метр глубины давление на стенку траншеи возрастает на величину $\gamma_{\text{бентонит}} \times 1 \text{ м}$).

$$\sigma = \begin{cases} \gamma_{\text{бетон}} \times h & \text{при } h \leq h_{\text{крит}} \\ \gamma_{\text{бентонит}} \times h + (\gamma_{\text{бетон}} - \gamma_{\text{бентонит}}) \times h_{\text{крит}} & \text{при } h > h_{\text{крит}} \end{cases} \quad (1)$$

где σ — давление свежего бетона на стенки траншеи;

$\gamma_{\text{бетон}}$ — объемный вес бетонной смеси;

$\gamma_{\text{бентонит}}$ — объемный вес глинистого раствора;

$h_{\text{крит}}$ — критическая глубина;

h — глубина ниже уровня верха стены в грунте.

Таблица 3

Характеристики грунта в расчетах по модели Мора-Кулона

ИГЭ	γ , кН/м ³	E , МПа	ν	c , кПа	ϕ , град
1	18	10	0,3	15	15
5	20,3	31	0,3	5	36
7	18,6	27	0,3	4	38
9	22,1	23	0,35	57	21
11	20,1	12	0,32	15	22
15	21,0	34	0,3	5	37
17	20,7	39	0,3	6	36
18	21,3	46	0,3	4	34

Таблица 4

Характеристики грунта в расчетах по модели упрочняющегося грунта

ИГЭ	γ , кН/м ³	E_{50}^{ref} , МПа	E_{oed}^{ref} , МПа	E_{ur}^{ref} , МПа	m	c , кПа	ϕ , град
1	18	10	10	30	0,5	15	15
5	20,3	31	31	93	0,5	5	36
7	18,6	27	27	81	0,5	4	38
9	22,1	23	23	69	0,5	57	21
11	20,1	12	12	36	0,5	15	22
15	21,0	34	34	102	0,5	5	37
17	20,7	39	39	117	0,5	6	36
18	21,3	46	46	138	0,5	4	34

Сопоставление горизонтальных перемещений грунтового массива на расстоянии 1,9 м от центральной оси захватки №60 после ее бетонирования по численному моделированию и по результатам мониторинга (скважины И-1, И-2) представлено на рис. 10. Как видно из этого рисунка, по результатам численного моделирования горизонтальные перемещения грунта направлены от стены в грунте, по результатам мониторинга — к стене в грунте. Горизонтальные перемещения по результатам численного моделирования существенно больше, чем по результатам мониторинга. Максимальное горизонтальное перемещение грунта по мониторингу составляет 8 мм (скважина И-2), по расчету с моделью Мора-Кулона — 33 мм, по расчету с моделью упрочняющегося грунта — 16 мм. Горизонтальные перемещения по расчету с моделью Мора-Кулона представляются неправдоподобно большими, что, вероятно, говорит о том, что данная

модель не подходит для моделирования процесса устройства стены в грунте, поэтому в дальнейшем результаты расчетов, полученные с ее использованием, в рамках настоящей работы не рассматривались.

Сопоставление горизонтальных перемещений грунтового массива на расстоянии 1,9 м от центральной оси захватки №60 после отдельных стадий ее устройства (откопки и бетонирования) по мониторингу и по численному моделированию с использованием модели упрочняющегося грунта представлено на рис. 11. Как видно из этого рисунка, абсолютные значения горизонтальных перемещений грунтового массива возрастают при переходе от стадии откопки к стадии бетонирования как по данным мониторинга, так и по результатам расчетов, однако по результатам численного моделирования относительный вклад стадии откопки в общую величину горизонтальных перемещений значительно меньше, чем по данным мониторинга.

Очертания кривых горизонтальных перемещений грунтового массива по глубине после откопки захватки №60 по результатам численного моделирования и мониторинга в целом похожи. Указанные кривые характеризуются небольшими перемещениями в нижней части стены в грунте и характерным изгибом в средней части. Наличие характерного изгиба в средней части может быть связано с наличием уровня подземных вод, расположенного на глубине –16,4 м, и прослойкой глинистых грунтов (ИГЭ-9, 11) в диапазоне глубин 12 - 21 м, характеризующихся более высоким уровнем начальных эффективных горизонтальных напряжений за счет небольшого угла внутреннего трения (см. формулу (1)). После бетонирования захватки №60 разница между результатами мониторинга и численного моделирования становится существенно большей.

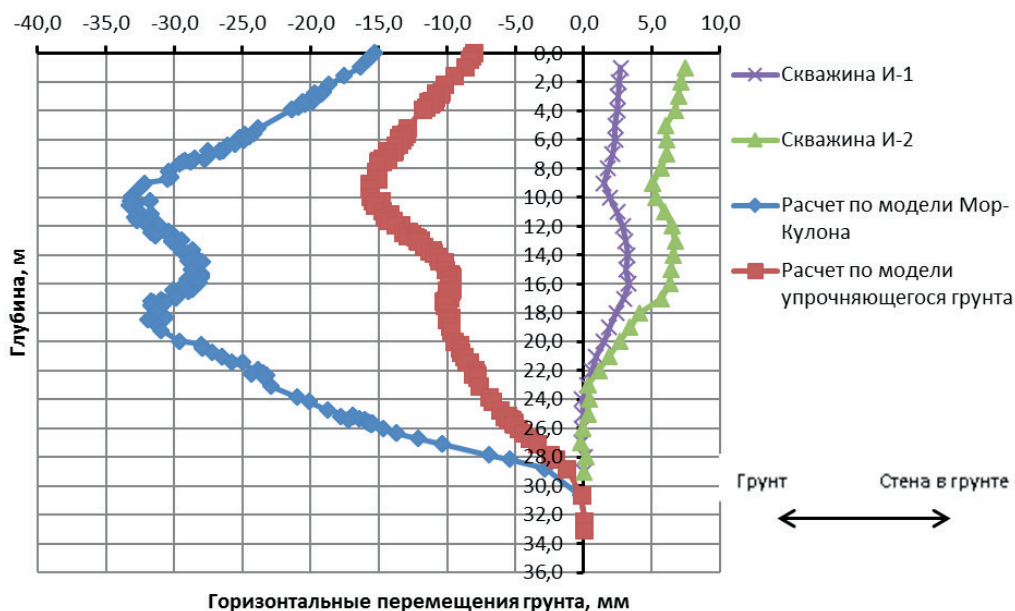


Рис. 10. Горизонтальные перемещения грунтового массива на расстоянии 1,9 м от центральной оси захватки №60 после ее бетонирования по мониторингу и по расчетам с различными моделями грунта

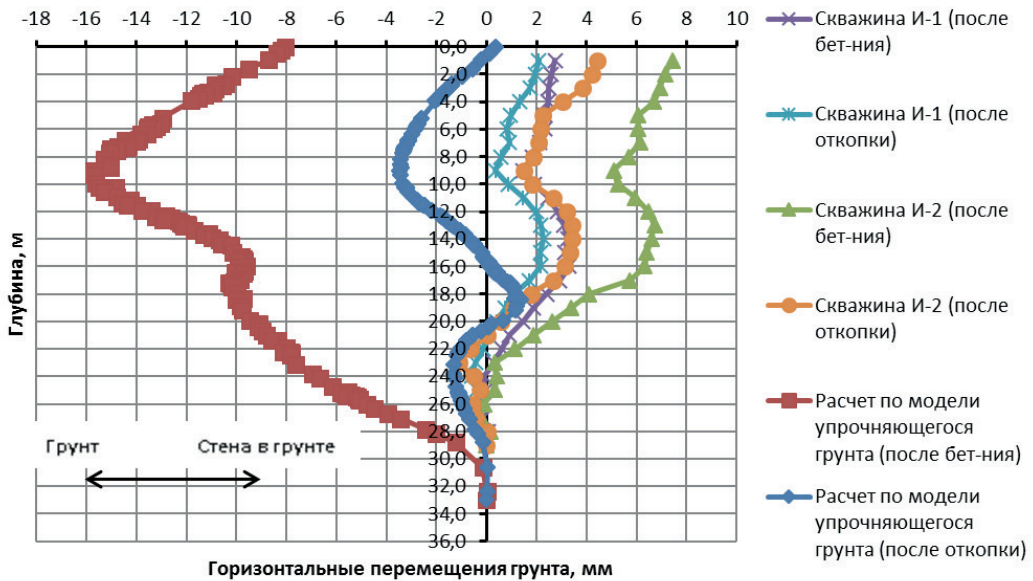


Рис. 11. Горизонтальные перемещения грунтового массива на расстоянии 1,9 м от центральной оси захватки №60 после отдельных стадий ее устройства (откопки и бетонирования) по мониторингу и по расчетам с моделью упрочняющегося грунта

Анализ полученных результатов численного моделирования и мониторинга

Полученные результаты численного моделирования существенно отклоняются от данных мониторинга. По данным численного моделирования горизонтальные перемещения грунтового массива, как уже указывалось, существенно больше, чем по данным мониторинга, и направлены не к стене в грунте, а от нее.

Логично предположить, что направление горизонтальных перемещений грунтового массива должно определяться тем, что больше — начальные полные горизонтальные напряжения в грунтовом массиве или давление на стенки траншеи стены в грунте в процессе ее устройства, оказываемое глинистым раствором или свежим бетоном. В первом случае грунт должен двигаться к стене в грунте, во втором — от стены в грунте. Такое предположение подтверждается, например, результатами инклинометрических измерений на опытном участке в Роттердаме, представленными в работе Лэхлер с соавторами [6], согласно которым грунтовой массив переместился от стены в грунте на расстоянии до 25 мм (рис. 12) в результате устройства (откопки и бетонирования) ее захватки с размерами $8 \times 1,2 \times 41(h)$ м. Общее направление перемещения грунтового массива от стены в грунте объясняется в данном случае существенным превышением давления свежего бетона над полными горизонтальными напряжениями, действующими в грунте. Значительный пик горизонтальных перемещений на глубине, равной 9 м, связан с прослойкой слабого грунта —

торфа. Помимо результатов мониторинга на опытном участке, в работе [6] представлены также результаты численного моделирования устройства стены в грунте (см. рис. 12). При выполнении такого численного моделирования использовались следующие модели грунтов: модель упрочняющегося грунта для песков и линейно-упругая, идеально пластическая модель Треска для глинистых грунтов. Пески принимались дренированными, глинистые грунты — недренированными. В целом результаты численного моделирования и мониторинга совпадают, хотя пик горизонтальных перемещений в слабых грунтах (торф), согласно численному моделированию, существенно меньше — 14 мм. Геологическое строение опытного участка в Роттердаме, а также характеристики инженерно-геологических элементов, принятые в работе Лэхлер с соавторами [6] при выполнении численного моделирования устройства стены в грунте, представлены в табл. 5. Подземные воды на рассматриваемом опытном участке вскрыты на глубине 2,75 м.

Таблица 5

**Инженерно-геологическое строение опытного участка в Роттердаме
и характеристики инженерно-геологических элементов, принятые в работе [6]
при численном моделировании опыта**

Параметр	Песок 1b	Глина 2b	Торф	Глина 4a	Песок 5b	Суглинок	Песок 6b
Диапазон глубин, м	0-5,8	5,8-7,5	7,5-9,9	9,9-16,1	16,1-38,5	38,5-50,3	50,3-60
γ_{unsat} , кН/м ³	17,5	-	-	-	-	-	-
γ_{sat} , кН/м ³	19,5	15	10,5	16	20	20	20
φ'/φ_u , град	32	0	0	0	35	0	0
c'/c_u , кПа	3	40	30	40	0	120	0
v_{ur}/v_u	0,2	0,5	0,5	0,5	0,2	0,5	0,2
E_{50}^{ref} , МПа	20	-	-	-	40	-	40
$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$, МПа	20	-	-	-	40	-	40
$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$, МПа	80	-	-	-	160	-	160
E_u , МПа	-	20	15	20	-	60	-
m	0,5	-	-	-	0,5	-	0,5

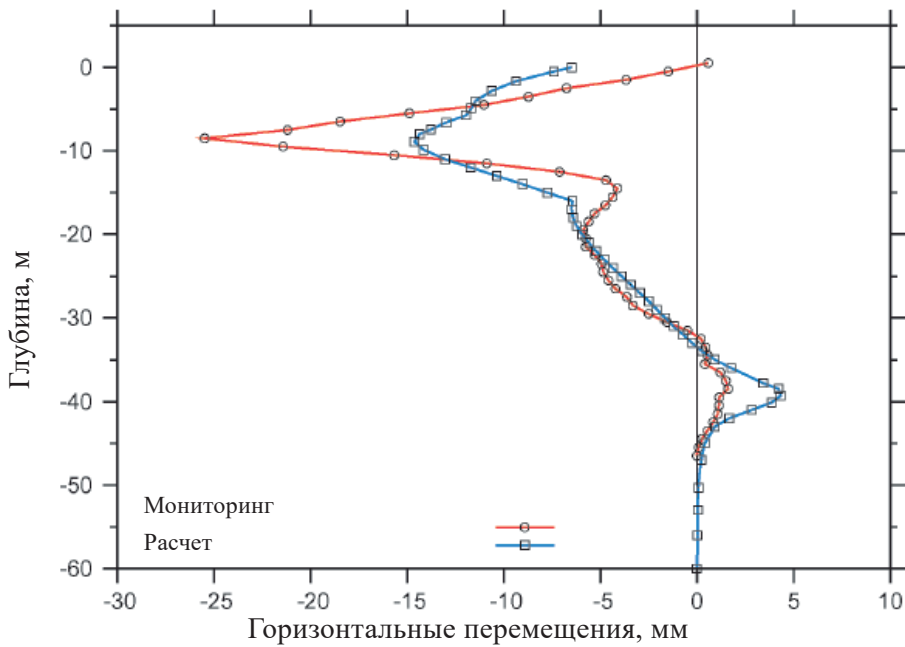


Рис. 12. Горизонтальные перемещения грунтового массива на расстоянии 2,5 м от центральной оси захватки стены в грунте (опытный участок в Роттердаме [6])

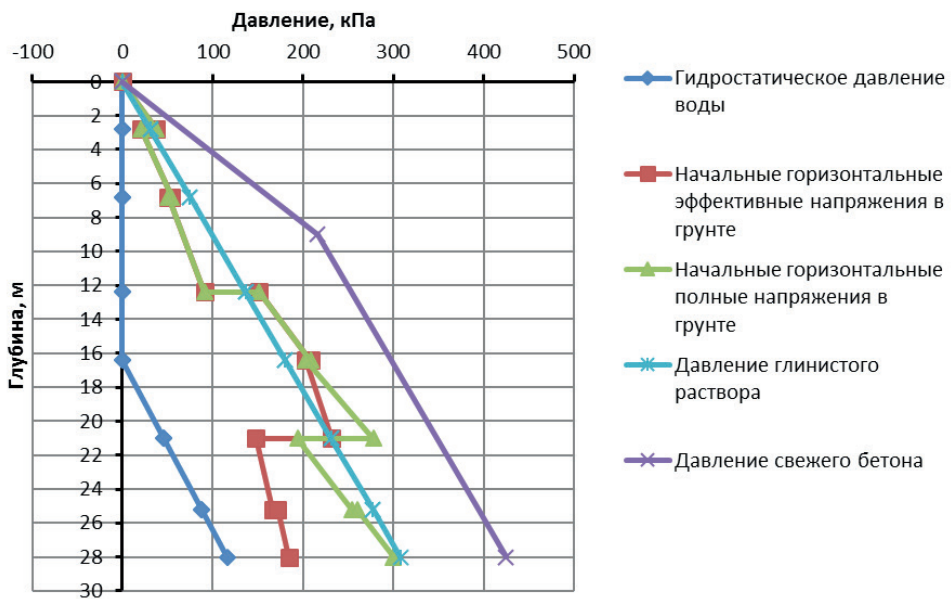


Рис. 13. Сопоставление напряжений в грунтовой массе с давлением на стенки траншеи при устройстве стены в грунте

Сопоставление напряжений, действующих в грунтовом массиве на опытном участке ДРВЦ, с давлением на стенки траншеи при устройстве стены в грунте представлено на рис. 13. Коэффициент бокового давления грунта K_0 принимался при расчете начальных горизонтальных эффективных напряжений по известной формуле (1), предложенной Яку в 1948 г. [7]. Как видно из указанного рисунка, на стадии откопки траншеи начальные полные горизонтальные напряжения в грунтовом массиве по всей высоте стены в грунте, кроме слоя суглинков и супесей (диапазон глубин 12,5-21 м), меньше, чем давление глинистого раствора на стенки траншеи. На стадии бетонирования стены в грунте полные горизонтальные напряжения в грунтовом массиве по всей высоте стены в грунте меньше, чем давление свежего бетона. Таким образом, в соответствии с полученной картиной напряжений грунтовый массив должен двигаться от стены в грунте на всех стадиях ее устройства, за исключением слоя суглинков и супесей на стадии откопки траншеи. Как видно из рис. 11, грунтовый массив в соответствии с результатами численного моделирования ведет себя именно таким образом.

$$K_0 = 1 - \sin \varphi, \quad (2)$$

где K_0 – коэффициент бокового давления;

φ – угол внутреннего трения.

Оценивая абсолютные значения горизонтальных перемещений грунтового массива по результатам численного моделирования, следует учитывать, что характеристики для модели упрочняющегося грунта принимались условно ($E_{50}^{\text{ref}} = E_{\text{оed}}^{\text{ref}} = 0,33E_{\text{ур}}^{\text{ref}}$; $m = 0,5$), так как специальные инженерно-геологические изыскания для их определения на опытном участке и прилегающей к нему территории не выполнялись.

Среди факторов, которые могли повлиять на результаты инклинометрических измерений на опытном участке ДРВЦ, следует отметить длительный интервал времени между откопкой траншеи и ее бетонированием, составивший 7 суток. В течение такого интервала времени вода, просачивающиеся через стенки траншеи, могла повлиять на механические характеристики окружающего массива грунта, что повлекло за собой его движение в направлении к стене в грунте.

На результаты инклинометрических измерений на опытном участке ДРВЦ могло повлиять также то, что низ инклинометрических скважин, который при обработке первичных данных инклинометрии принимался неподвижным, находится всего на 1 м ниже подошвы стены в грунте и, возможно, мог получить в процессе ее устройства горизонтальные перемещения. С учетом небольших значений измеренных горизонтальных перемещений грунтового массива влияние этого фактора может быть довольно существенным.

На небольших глубинах значительное влияние на результаты инклинометрических измерений могли оказать динамические воздействия от тяжелой строительной техники, используемой при строительстве стены в грунте на опытном участке.

На основании полученных опытных данных и выполненного анализа не представляется возможным однозначно установить причины несоответствия результатов мониторинга и численных расчетов. Согласно проведенному в рамках настоящей

работы поиску источников, в мире накоплено очень мало опытных данных по инклинометрическим измерениям при устройстве стены в грунте траншейного типа. Кроме рассматриваемой площадки ДРВЦ, это опытные площадки в Роттердаме [6] и Амстердаме [8]. Вследствие этого, на наш взгляд, необходимо проводить дополнительные опытные исследования изменения напряженно-деформированного состояния грунтового массива при устройстве стены в грунте, в том числе при помощи инклинометрических измерений. Для повышения точности и достоверности инклинометрических измерений рекомендуется проводить инклинометрические измерения до глубины не менее чем на 5 м ниже подошвы стены в грунте.

Выводы

1. Согласно выполненным на опытном участке ДРВЦ инклинометрическим измерениям, максимальные горизонтальные перемещения грунтового массива в результате устройства захватки стены в грунте №60 длиной 7,8 м на расстоянии 1,9 м от ее центральной оси составляют 4 мм после откопки траншеи и 8 мм — после ее бетонирования. Общее направление перемещений грунтового массива — к стене в грунте.

2. Согласно результатам численного моделирования устройства захватки стены в грунте длиной 7,8 м, выполненного в программе PLAXIS 3D, максимальные горизонтальные перемещения грунтового массива на расстоянии 1,9 м от ее центральной оси составляют 4 мм после откопки траншеи и 16 мм — после ее бетонирования. Общее направление перемещений грунтового массива — от стены в грунте. Результаты численного моделирования хорошо отвечают результатам сопоставления начальных полных горизонтальных напряжений в грунтовом массиве с давлением на стенки траншеи глинистого раствора и свежего бетона. Движение грунтового массива в сторону от стены в грунте при ее устройстве также подтверждаются результатами инклинометрических измерений, выполненных на опытной площадке в Роттердаме [6].

3. Результаты численного моделирования, соответствующие окончанию бетонирования захватки №60, существенно отклоняются от данных мониторинга как по общему направлению горизонтальных перемещений грунтового массива, так и по абсолютному значению перемещений. При этом следует отметить, что очертания кривых горизонтальных перемещений грунтового массива по глубине после откопки захватки №60 по результатам численного моделирования и мониторинга в целом схожи. Разница между результатами численного моделирования и мониторинга значительно возрастает после бетонирования захватки №60. На результаты инклинометрических измерений мог оказать влияние длительный интервал времени между откопкой траншеи и ее бетонированием (7 суток). В течение этого интервала времени вода просачивалась через стенки траншеи и могла повлиять на механические характеристики окружающего массива грунта, что повлекло за собой его движение в направлении к стене в грунте. Кроме того, на результаты инклинометрических измерений могло повлиять также то, что низ инклинометрических скважин, который при обработке первичных данных инклинометрии принимался неподвижным, находится всего на 1 м ниже подошвы

стены в грунте и, возможно, мог получить в процессе ее устройства горизонтальные перемещения. На небольших глубинах значительное влияние на результаты инклинометрических измерений могли оказать динамические воздействия от тяжелой строительной техники, используемой при строительстве стены в грунте на опытном участке.

4. Согласно проведенному в рамках настоящей работы поиску источников, в мире накоплено очень мало опытных данных по инклинометрическим измерениям при устройстве стены в грунте траншейного типа. Кроме рассматриваемой площадки ДРВЦ это опытные площадки в Роттердаме [6] и Амстердаме [8]. Вследствие этого, на наш взгляд, необходимо проводить дополнительные опытные исследования изменения напряженно-деформированного состояния грунтового массива при устройстве стены в грунте, в том числе при помощи инклинометрических измерений. Практическое значение исследования изменения напряженно-деформированного состояния грунтового массива при устройстве стены в грунте заключается в расчете технологических осадок существующей застройки и в повышении точности определения усилий, действующих в стене в грунте и элементах распорной системы котлована.

Библиографический список

1. *Petrukhin V.P., Shuljatjev O.A., Mozgacheva O.A.* Effect of geotechnical work on settlement of surrounding buildings at underground construction [Влияние геотехнических работ на осадки окружающей застройки, расположенной рядом с подземным строительством]. / Proceedings of the 13th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. – Prague, 2003.
2. *Шулятьев О.А., Минаков Д.К.* Технологические осадки при устройстве стены в грунте траншейного типа // Вестник ПНИПУ. Строительство и архитектура. – 2017. – Т. 8, № 3. – С. 41–50. DOI: 10.15593/2224-9826/2017.3.05.
3. *Мангушев Р.А., Веселов А.А., Конюшков В.В., Сапин Д.А.* Численное моделирование технологической осадки соседних зданий при устройстве траншейной «стены в грунте» // Вестник гражданских инженеров. – 2012. – № 5 (34). – С.87-98.
4. *Шулятьев О.А., Мозгачева О.А., Поспехов В.С.* Освоение подземного пространства городов: Научное издание. – М.: Издательство АСВ, 2017.
5. *Lings M.L., Ng C.W.W., Nash D.F.T.* The lateral pressure of wet concrete in diaphragm wall panels cast under bentonite [Боковое давление свежего бетона в захватках стены в грунте, устраиваемых под бентонитовым раствором]. / Proceedings of the Institution of Civil Engineers — Geotechnical Engineering, 1994. —107:3, pp. 163-172.
6. *Lächler, A., Vermeer, P.A., Wehnert, M.* Assessment of diaphragm wall stability and deformation [Оценка устойчивости и деформаций стены в грунте]. / XIV European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Madrid, 2007, pp. 1055-1060.
7. *Jaky J.* Pressure in silos [Давление в силосах], 2nd ICSMFE, London, 1948. — Vol. 1, pp 103-107.

8. *Wit, de J.C.W.M., Lengkeek, H.J.* Full scale test on environmental impact of diaphragm wall trench installation in Amsterdam — the final results [Полномасштабные испытания влияния устройства стены в грунте траншейного типа в Амстердаме – окончательные результаты]. / International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground. Toulouse, 2002.

Авторы:

Олег Александрович ШУЛЯТЬЕВ, канд. техн. наук, заместитель директора НИИОСП им. Н. М. Герсеевича АО «НИЦ «Строительство», Москва

Oleg SHULYATYEV, Ph. D. in Engineering, Deputy technical Director of NIIOSP named after N. M. Gersevanov JSC Research Center of Construction, Moscow
e-mail: niiosp35@yandex.ru

Денис Константинович МИНАКОВ, старший инженер НИИОСП им. Н. М. Герсеевича АО «НИЦ «Строительство», Москва

Denis MINAKOV, senior engineer of NIIOSP named after N. M. Gersevanov JSC Research Center of Construction, Moscow
e-mail: sigurdvelsung@mail.ru