

Геотехнические особенности строительства Московского международного делового центра (ММДЦ) «Москва-СИТИ»

Аннотация: В 1992г. по решению правительства Москвы было начато строительство московского международного делового центра «Москва-Сити». ММДЦ «Москва-Сити» является самым масштабным российским проектом последних десятилетий. Впервые в России и в Восточной Европе будет создан комплекс, который объединит бизнес, апартаменты проживания и досуг. При строительстве «Москва-СИТИ» планируется возвести 20 высотных зданий с подземной частью глубиной до 30м, в том числе башня Россия высотой 620м. В настоящей статье рассматриваются геотехнические особенности строительства: большие нагрузки на грунт основания, большая глубина заложения котлована, высокое расположение уровня подземных вод, применение плитно-свайных фундаментов, большие нагрузки на буронабивные сваи и др..

1.Введение

ММДЦ «Москва-Сити» расположен на Краснопресненской набережной на территории в 60 га в излучине Москвы-реки и представляет собой комплекс уникальных высотных зданий, архитектурно объединенных в единый ансамбль. На территории будет размещен центральный пересадочный узел метрополитена (включающего в себя 2 линии традиционного метро и линию легкого мини-метро), комплекс сложных подземных сооружений, транспортные развязки и т.д.

Управляющей компанией по созданию и развитию проекта ММДЦ «Москва-Сити» выступает ОАО «СИТИ», созданное при активной поддержке Правительства Москвы специально для строительства и эксплуатации ММДЦ. На рис. 1 представлен макет комплекса ММДЦ «Москва-Сити».

Схема расположения объектов строительства ММДЦ «Москва-Сити» приведена на рис. 2, в таблице 1 дана спецификация сооружений.

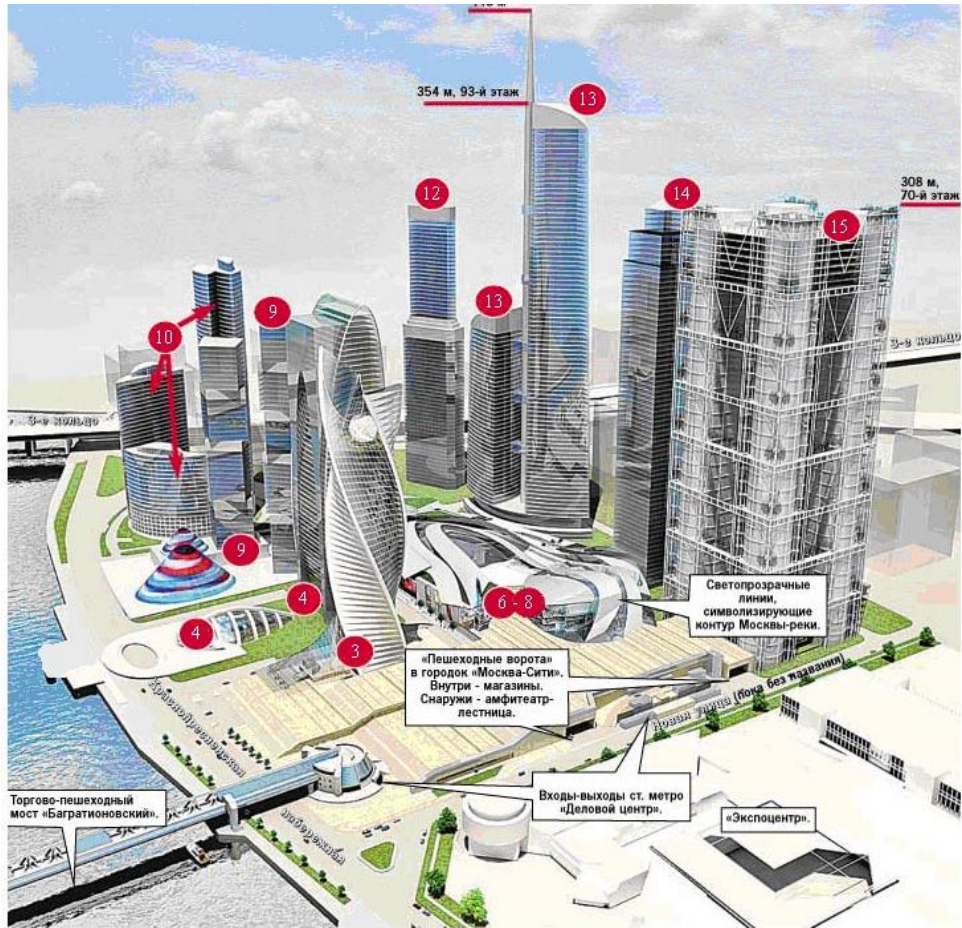


Рис. 1. Схема расположения объектов ММДЦ «Москва-Сити».

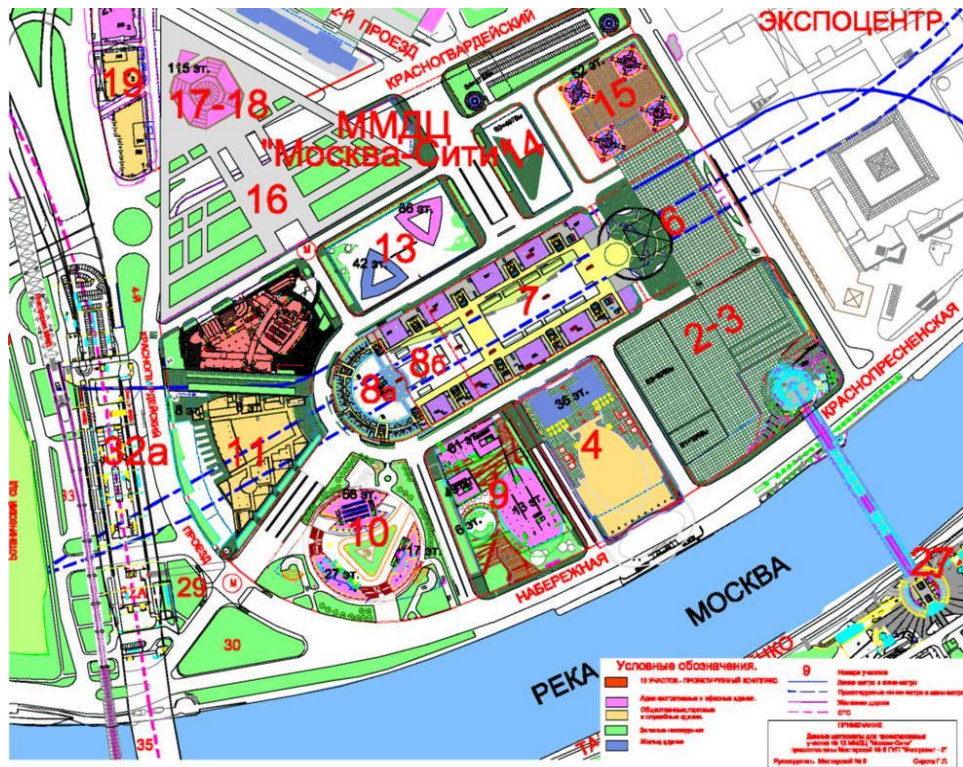


Рис. 2. Схема расположения участков ММДЦ «Москва-Сити»

Табл. 1.

Номер участка застройки	Наименование объекта	Максимальная высота, м/ этажность	Кол-во подземных этажей
2-3	Дворец бракосочетаний	204/45	3
4	Аквапарк с гостиницей	234/64	3
6	Киноконцертный зал	*	5-6
7-8б	Торгово-развлекательный комплекс	5	5-6
8а	Гостиница	*	5-6
9	«Город столиц»: башни «Москва» и «Санкт-Петербург»	241/73 234/62	3-6
10*	«Башня на набережной»	*/56	4-5
11*	Транспортный терминал	*/41	5
12	Офисный комплекс «Евразия»	300/75	5
13	Комплекс «Федерация»	354/93	5
14	Комплекс «Меркурий Сити Тауэр»	322/70	5
15	Комплекс зданий Мосгордумы и Правительства Москвы	307/70	6
16	Офисно-административное высотное здание	393/67	5
17-18	Комплекс «Россия»	620 (со шпилем) /118	10
19	Северная башня	29	*
20	Выставочно-деловой комплекс	160/54	5
27	Башня 2000 и мост «Багратион»	104/34	2

Расположение ММДЦ "Москва-СИТИ" в центре столицы позволяет обеспечить удобный и простой доступ к комплексу. В сентябре 2005 года состоялось открытие первой станции — «Деловой центр», через год начала функционировать станция «Международная». Решение транспортной проблемы в районе «Москва-Сити» предполагает также создание скоростной транспортной системы, которая соединит центр деловой активности с двумя главными аэропортами столицы — Шереметьево и Внуково. Первая линия — «Внуково – Москва Сити», состоящая из трех станций и общей протяженностью около 35 км, должна быть пущена к 2010 году. Во вторую очередь будет построена линия «Шереметьево – Москва Сити» общей протяженностью 35,1 км, также соединяющая три станции. Кроме того, на территории ММДЦ возводится московский городской транспортный терминал (МГТТ), который будет обслуживать высокоскоростные линии поездов, следующих до аэропортов Шереметьево и Внуково, а также железнодорожное сообщение от «Международной» и других станций «Москва-Сити», включая пешеходные туннели и общественный транспорт. А на территории

Западного речного порта вблизи ММДЦ появится таможенный терминал — склад временного хранения грузов, поступающих для нужд строительства и эксплуатации объектов ММДЦ.

2. Инженерно-геологические и гидрогеологические условия

территории ММДЦ

Территория застройки ММДЦ «Москва-Сити» расположена на левобережной пойменной террасе р. Москвы, южная граница участка находится на расстоянии 70-100 м от берега. Рельеф площадки спокойный, с интервалом отметок поверхности земли от 124,3 до 126.04 м. На рис. 3 приведен типичный инженерно-геологический разрез площадки на примере линии I-I, полученной для 11-го участка.

На характер геологического разреза участка строительства основное влияние оказали следующие факторы:

- территория расположена в пойме Москвы-реки и, частично (северным краем), на первой надпойменной террасе. В современном рельефе сочленение указанных элементов не выражено из-за длительной антропогенной деятельности. Абсолютные отметки естественной поверхности земли в пределах контура сооружения изменяются от 124,3 (на юге) до 128,0 м (на севере);
- участок характеризуется сравнительно неглубоким залеганием коренных пород — известняков и доломитов, которые длительное время добывались здесь карьерным способом. В связи с этим местность носит историческое название «Камушки». К концу 50-х годов карьеры были засыпаны бытовым мусором и промышленными отходами.

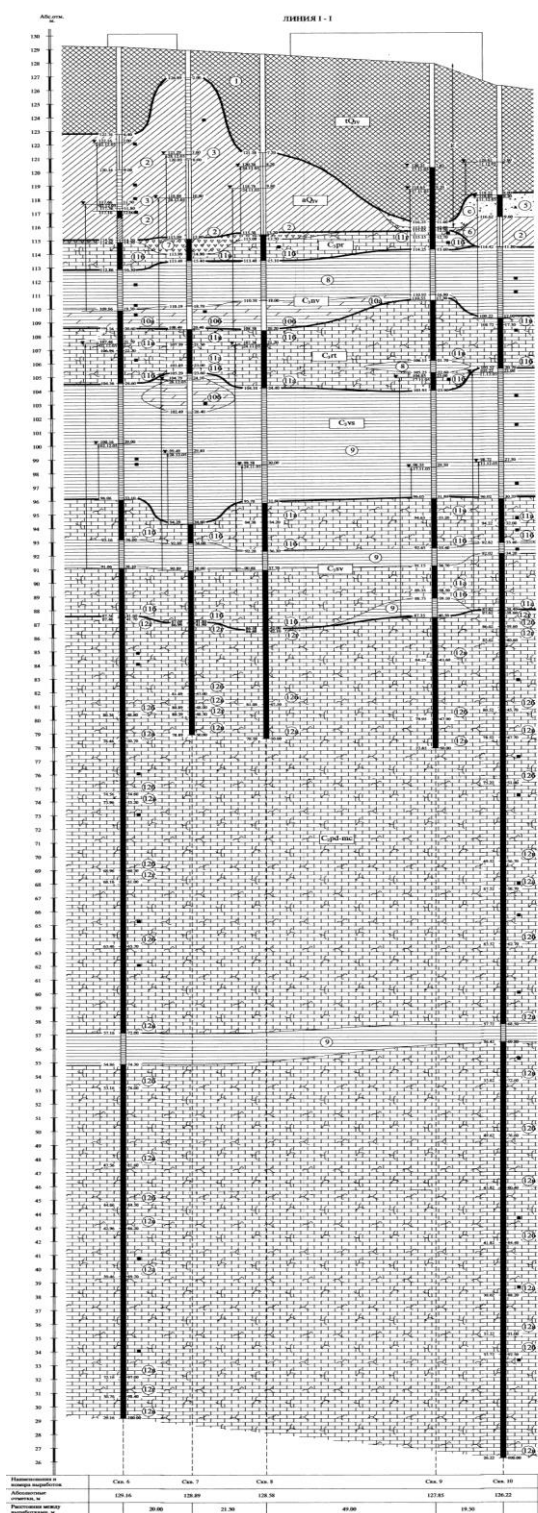


Рис. 3. Инженерно-геологический разрез, типичный для застройки ММДЦ

В изученном геологическом разрезе выделяются отложения, относящиеся к четвертичной, юрской и каменноугольной системам. Нормативные и расчетные значения основных показателей физико-механических свойств грунтов на примере участка 11 представлены в табл. 2.

Четвертичный покров, по данным изысканий, включает в себя техногенные, аллювиальные и элювиальные отложения и образования.

Техногенные отложения представлены насыпными грунтами - супесью, суглинками и песками с различным содержанием обломков кирпича, бетона и разного городского мусора.

Аллювиальные отложения - суглинки, супесь и пески с гравием и галькой в нижней части разреза. Общая толщина аллювиальных отложений изменяется в пределах 1,2...5,3 м.

Элювиальные образования выделены в виде слоя толщиной от 0,5 до 7,0 м, представленного карбонатной мукой со щебнем известняков до 30%.

Верхнекаменноугольные отложения вскрыты скважинами, начиная с глубины 4,10-13,85 м от поверхности земли (т.е. на абсолютных отметках 112,2-121,5 м), на всю глубину проходки – до 55 м (т.е. до абсолютных отметок 69,5-72,7 м). Отложения разбиты на следующие горизонты (сверху вниз):

- перхуровская толща известняков и доломитов, мощностью 1,3...6,8 м;
- неверовская глинисто-мергелистая толща, мощностью 4,1...5,4м;
- ратмировская толща известняков, мощностью 3,3...5,0м;
- воскресенская глинисто-мергелистая толща мощностью 6,5...10м;
- суворовская толща известняков, мощностью 6,8...9,5м;
- подольско-мячковский горизонт известняков.

Инженерно-геологические изыскания отмечали разную степень трещиноватости и прочности известняков, а именно - от низкой до средней прочности, редко прочные.

Как следует из результатов изысканий, площадка строительства имеет сложное геологическое строение, отличается слоистостью. Скальные породы сильно трещиноваты, кавернозны и имеют многочисленные прослойки и линзы.

По данным изысканий, можно выделить следующие водоносные горизонты: аллювиально-перхуровский, ратмировский, суворовский и подольско-мячковский.

Табл. 2

Нормативные и расчетные значения основных показателей физико-механических свойств грунтов на участке №11

№ ИГЭ	Наименование грунта	Геологический индекс	Влажность	Плотность, г/см ³			e	I _L	φ, °			C, кПа			R _c , МПа			E, МПа	
				ρ	ρ _{расч}				ρ _s	φ _n	φ _{расч}		C _n	C _{расч}		R _{ср}	R _{c расч}		
					ρ _{II}	ρ _I					φ _{II}	φ _I		C _{II}	C _I		R _{cI}		R _{cII}
1	Насыпные песчаные грунты	tQ _{IV}	0.08	17.0			2.65	0.65		30	27		1					16	
1a	Насыпные пылевато-глинистые грунты		-	19.0			2.70	0.75		19	16		24	16				6	
2	Суглинки туго и мягкопластичные	aQ _{IV}	0.28	19.3	19.1	18.9	2.71	0.8	0.41	17	15	14	24	18	13			12	
3	Суглинки полутвердые		0.25	19.5	19.2	19.0	2.72	0.74	0.17	18	16	14	36	27	21			20	
4	Супеси пластичные		0.25	19.0	18.6	18.3	2.67	0.75	0.6	23	22	21	22	18	15			12	
5	Пески средней крупности и плотности, влажные и водонасыщенные		0.17	17.6	19.4		2.65	0.6		35	32	29	1.5	1.5	1			26	
6	Дресвяно-щебенистые грунты (дресва)		-	20.0						40	36		0					33	
7	Известняки, разрушенные до дресвы (элювий)		C _{3pr}	-	21.0					38			150					40	
8	Глины твердые	C _{3nv}	0.18	21.4	21.2	21.0	2.74	0.52	-0.3	22	20	19	37	29	24			35	
9	Глины твердые	C _{3vs} , C _{3sv}	0.15	21.8	21.6	21.4	2.75	0.46	-0.6	29		19	103		64			44	
10a	Мергели пониженной и низкой прочности		0.09	23.8	23.4	23.1	2.79	0.25		26		23	290		193	3.1	2.5	2.1	120
10б	Мергели малопрочные		0.09	24.1	23.7	23.4	2.80	0.24		49		43	700		467	9.6	8.4	7.6	220
11a	Известняки пониженной и низкой прочности		0.11	22.3	22.0	21.8	2.70	0.34		45		39	300		200	3.8	3.5	3.3	122
11б	Известняки малопрочные		0.08	22.9	22.6	22.3	2.75	0.26		49		43	700		467	9.6	8.6	7.6	405
11в	Известняки средней прочности		0.08	23.2	23.1	22.9	2.77	0.29		52		45	1000		667	23	21	20	2230
11г	Известняки прочные		0.04	25.5	25.0	24.5	2.83	0.1		52		45			667	55	54	53	
12a	Известняки пониженной и низкой прочности		C _{2pd-мс}	0.1	22.7	22.6	22.6	2.69	0.29		45		39	300		200	3.5	3.1	2.9
12б	Известняки малопрочные	0.09		22.8	22.6	22.4	2.69	0.29		49		43	700		467	9.4	8.5	7.9	350
12в	Известняки, доломиты средней прочности	0.07		24.3	24.1	24.0	2.76	0.22		52		45	1000		667	28	26	25	1740
12г	Известняки прочные	0.02		26.5	26.0	25.6	2.81	0.08		52		45			700	61	61		2500

Гидрогеологическую обстановку на территории ММДЦ «Москва-Сити» можно отнести к сложной: наличие нескольких водоносных горизонтов с безнапорным и напорным режимом фильтрации подземных вод, значительные пьезометрические напоры, различная водопроницаемость (от 0,5 до 40 м/сут.), высокая трещиноватость водовмещающих пород и возможное наличие каверн в отложениях известняков. Гидрогеологические условия осложняются близким расположением от площадки строительства реки Москва.

3. Научно-техническое сопровождение проектирования и строительства ММДЦ «Москва-СИТИ»

При строительстве Центрального ядра ММДЦ организовано научно-техническое сопровождение проектирования и строительства (НТСС).

В научно-техническом сопровождении под руководством НИИОСП им. Н.М.Герсеванова принимали участие ведущие организации страны: НИС Гидропроекта, МГСУ, МИГГ, Фундаментпроект и др.

В процессе НТСС решаются следующие задачи:

- Сбор, анализ и обобщение данных инженерно-геологических изысканий.
- Создание геомеханической модели строительства Центрального ядра ММДЦ «Москва-Сити».
- Создание гидрогеологической модели строительства Центрального ядра ММДЦ «Москва-Сити».
- Оценка влияния работ по устройству котлована на окружающую застройку.
- Геотехническое сопровождение работ нулевого цикла (разработка технологических регламентов, контроль качества устройства «стены в грунте», фундаментной плиты, подбор составов бетона и т.д.)
- Проведение геотехнического мониторинга в процессе строительства.
- Решение текущих задач.

В процессе мониторинга при строительстве Центрального ядра выполнялись наблюдения:

- за перемещениями противодиффузионной «стены в грунте»;
- за перемещениями грунтового массива;
- за изменением уровня подземных вод;
- за состоянием зданий и сооружений (проходной городской коллектор) окружающей застройки.

Выполнялись также инструментальные измерения высотного и планового положения марок, установленных на зданиях, окружающих площадку строительства, а также измерение динамического воздействия при взрывных работах.

Выполненные работы по мониторингу в рамках программы научно-технического сопровождения проектирования и строительства Центрального ядра ММДЦ «Москва-Сити» позволяли оперативно решать весьма сложные задачи: обеспечение надежности строящихся объектов, близрасположенных зданий и сооружений, корректировку проектов при нештатных ситуациях, защиту окружающей среды.

В процессе строительства на отдельных участках было продолжено научно-техническое сопровождение проектирования и строительства. Учитывая то обстоятельство, что на всех участках застройки ММДЦ возводятся высотные здания с развитой подземной частью, к уже решавшимся задачам НТСС добавилось несколько новых, связанных с высотным строительством. Среди основных задач, которые решаются в настоящий момент в процессе НТСС, следует отнести:

- участие в расчете, проектировании и экспертизе оснований и фундаментов высотных зданий;
- выполнение расчетов, проектирования и экспертизы ограждающих конструкций котлованов;
- экспертизу выполненных расчетов и конструктивных решений подземных частей высотных комплексов;
- оценку влияния строительства высотных объектов на окружающую застройку и друг на друга в пределах одного или соседних участков;
- экспериментальное и расчетное определение несущей способности свай;
- геотехнический мониторинг.

Рассмотрим более подробно особенности расчета оснований и фундаментов высотных объектов ММДЦ «Москва-Сити», определения несущей способности свай на примере отдельных участков «Москва-Сити», а также программу мониторинга ММДЦ

4. Строительство Центрального ядра ММДЦ «Москва-Сити»

Центральное ядро – первая и самая значительная часть ММДЦ «Москва-СИТИ». На тот период это был самый большой по площади и объему вынимаемого грунта котлован в

Европе, периметр которого составлял 1725м, а глубина – 24м. Опыт возведения такого уникального сооружения в той или иной степени был учтен проектировщиками и строителями при сооружении всех высотных зданий, окружающих Центральное ядро.

Для организации подземного пространства Центрального ядра с общими габаритами в плане 124,8х471,0 м в 1998-1999 г.г. в НИИОСП им. Н.М.Герсеванова был выполнен проект противодиффузионной конструкции в виде «стены в грунте» толщиной 0,9м и буросекущихся свай диаметром 1000м с заглублением на абсолютную отметку 101,0м в слой Воскресенских глин (рис 4, 5). «Стена в грунте» запроектирована из монолитного бетона класса по прочности В30, с маркой по водонепроницаемости не менее W12, армирование предусмотрено пространственными каркасами из арматуры класса АIII.

Для удержания «стены в грунте» были оставлены бермы.

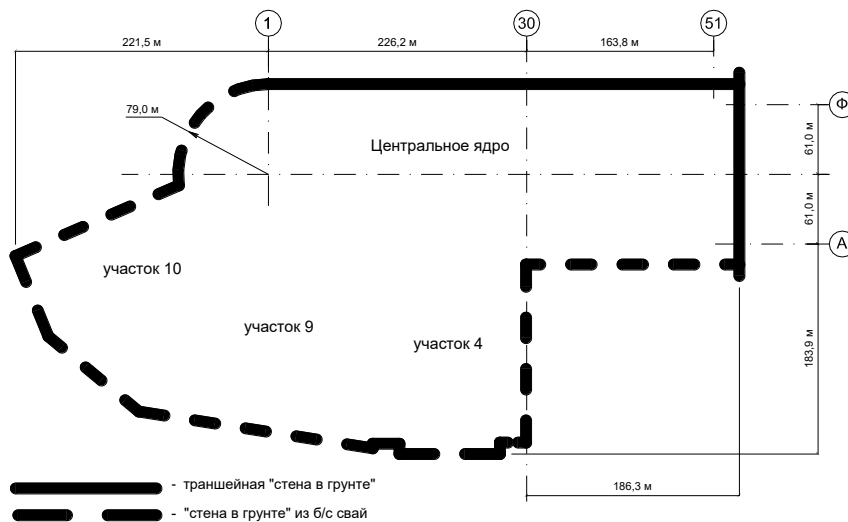


Рис. 4. Схематический план ограждающей конструкции Центрального ядра ММДЦ «Москва-СИТИ»

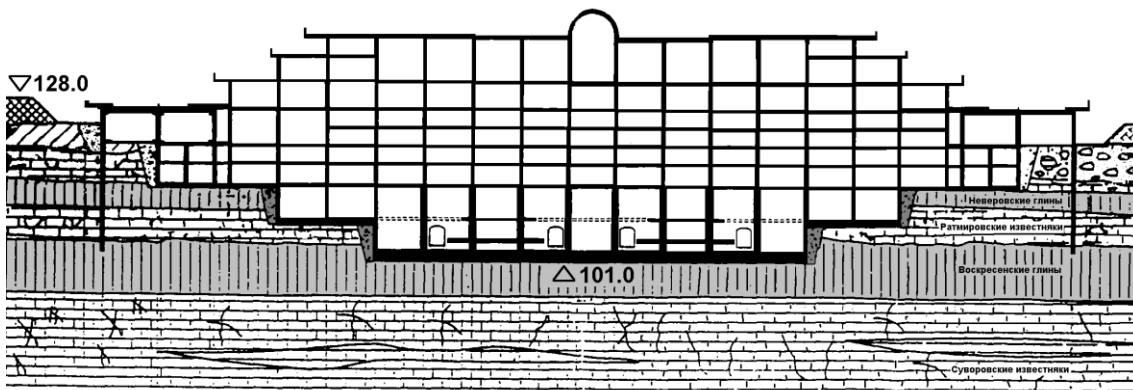


Рис. 5. Поперечный разрез Центрального ядра

Защемленная в слой плотных малопроницаемых глин ограждающая конструкция практически полностью исключила приток подземных вод в котлован. Котлован разрабатывался в естественных откосах с устройством грунтовых берм шириной понизу 18-24м.

До начала работ по устройству противодиффузионной завесы был выполнен опережающий тампонаж трещиноватых известняков в основании стены. Строительство Центрального ядра производилось из котлована глубиной 24 м (рис. 6).



Рис. 6. Общий вид котлована Центрального ядра, 1999г.

В процессе строительства было принято решение об увеличении размеров котлована за счет уменьшения ширины берм около противодиффузионной стены. Это привело к смещению «стены в грунте» по оси 51 (рис. 4) в сторону котлована на 19...34мм (рис. 5) и

образованию трещины в асфальтовом покрытии. Благодаря тому, что на объекте проводился мониторинг, изменения в состоянии стены и грунтового массива были обнаружены практически сразу после их возникновения. После обнаружения смещения стены «СТ-1» инженерно-геодезические измерения ее перемещений проводились ежедневно (рис. 7). Процесс смещения стены удалось остановить, выполнив следующие мероприятия: для разгрузки верхней части стены «СТ-1» с обратной от котлована стороны была откопана траншея глубиной 5 и шириной 4,5 метров. Были устроены два ряда анкеров на отм.120.5 и 104.0 с использованием электроимпульсной технологии. Эти мероприятия стабилизировали ситуацию и подтвердили необходимость сопровождения строительства визуальными наблюдениями и инструментальными измерениями, а также расчетами и математическим моделированием.

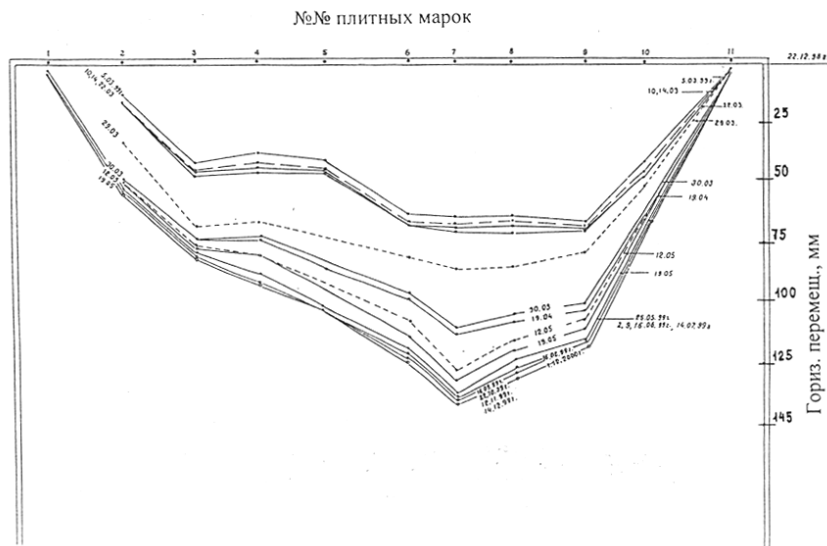


Рис.7. Эпюры горизонтальных перемещений во времени верхней части “стены в грунте” СТ-1 на отм. ~ 126,3м за период с 22.12.98 по 01.12.2000г.

В связи с тем, что котлован частично заглублялся в слой воскресенских глин, уменьшая толщину глин до 4 м, возникала опасность выпора дна котлована в связи с очень большим пьезометрическим напором суворовского горизонта, породы которого подстилают воскресенские глины. Поэтому в котловане было выполнено 12 разгрузочных скважин, снизивших напор с 10 до 5 м.

На всей площади котлована Центрального ядра был устроен временный 2-слойный пластовый дренаж, взявший на себя функцию отбора подземных вод, поступающих через прослой в воскресенской глине, осушение водообильной грунтовой толщи внутри котлована, каптирование дождевых и талых вод, поступающих как с бортов котлована, так и выпавших в

виде атмосферных осадков на его дно. При вскрытии котлована общий объем откачки из котлована доходил до 40 м³/час.

Устройство ограждения, пересекавшего два водообильных водоносных горизонта перпендикулярно фильтрационному потоку на фронте протяженностью почти 500 м, должно было вызвать значительный барражный эффект, проявляющийся в подъеме уровня подземных вод (УПВ) с напорной (северной) стороны сооружения и понижении – с низкой, «южной» его стороны. Были созданы детальные геомеханическая и геофильтрационная модели, позволяющие решать задачи прогнозирования изменения гидрогеологической ситуации под влиянием строительства и эксплуатации Центрального ядра. Был учтен большой по объему фактический материал по характеристикам горных пород в районе будущего строительства. По результатам моделирования расчетный подъем УПВ перед «стеной в грунте» составлял 1 м, что практически подтвердилось (1,2 м) при последующих наблюдениях (рис. 8).

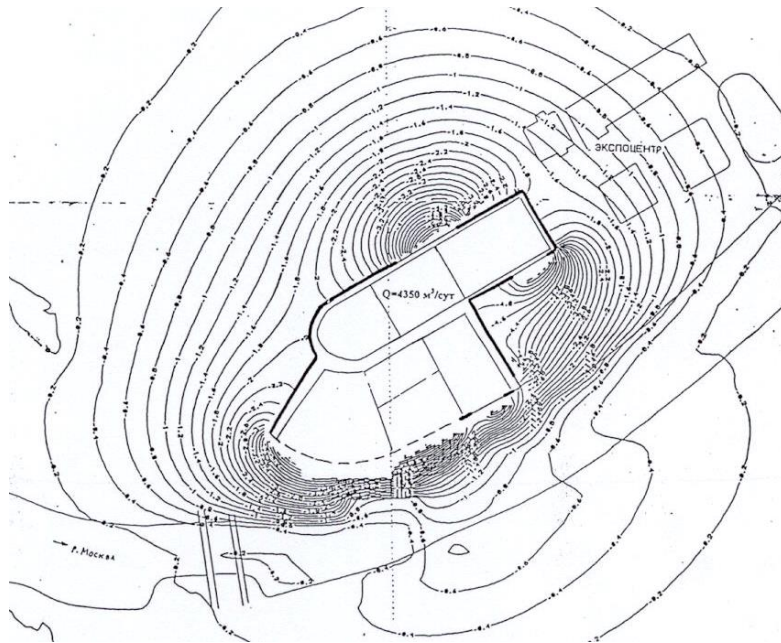


Рис. 8. Прогнозная карта изменения уровня грунтовых вод при водопонижении на участке строительного котлована до абс. отм.112-113 (1998г.)

На основе анализа результатов гидрогеологического моделирования, было принято решение о возможности начала откопки котлована до устройства замкнутого контура ограждающей конструкции и установлены оптимальные сроки выполнения работ по ее устройству. При соблюдении разработанного графика работ понижение уровня подземных вод на территории, прилегающей к площадке строительства, не превысило 2 м, и, в соответствии с выполненными расчетами, не создало дополнительных осадков окружающих зданий.

Работа разгрузочных скважин продолжалась до достижения конструкциями подземной части Центрального ядра отм. 114,0 м, что обеспечивало достаточную величину пригрузки основания сооружения, препятствующую выпору слоя глин под фундаментной плитой.

На начало 2008г. ведутся работы по устройству надземной части и отделке внутренних помещений Центрального ядра (рис.9).



Рис. 9. Общий вид обустройства Центрального ядра
(вид с высотной башни участка 10 – «Башни на набережной»)

В настоящее время барражный эффект с напорной стороны фильтрационного потока создает уже не «стена в грунте» Центрального ядра, а ограждения на участках 12 ... 15, расположенных по его северному борту.

.6. Особенности расчетов оснований и фундаментов зданий и сооружений ММДЦ «Москва-Сити»

Проектирование оснований и фундаментов (ОФ) многофункционального высотного комплекса зданий и сооружений ММДЦ «Москва-СИТИ» представляет собой достаточно сложную инженерную задачу, для решения которой требуется выполнение целого комплекса геотехнических расчетов, всесторонне учитывающих конкретные условия строительства, влияющих на выбор надежного и рационального типа и конструктивных решений ОФ. Залогом успешного выполнения этой задачи является участие высококвалифицированных специалистов геотехников уже на этапе

архитектурного замысла для формирования геотехнически обоснованного конструктивного решения здания.

Действующей системой нормативных документов в строительстве предусмотрен индивидуальный подход к проектированию высотных зданий, с разработкой технических условий на разработку каждого такого здания. В практическом руководстве по составлению технических условий [1] не содержится конкретных указаний и рекомендаций по методам расчета ОФ высотных зданий. В то же время заложенные в нормативных документах [2...7 и др.] методы изысканий и расчетов ОФ были разработаны и апробированы строительной практикой СССР и РФ для обычных зданий этажностью до 17...22 этажей. При этом указанные методы вобрала в себя многочисленные эмпирические правила и зависимости, соответствующие параметрам обычных зданий. В этих условиях осуществление проектирования ОФ высотных зданий должно обязательно осуществляться при научном сопровождении геотехнической научно-исследовательской организации.

Мировая практика показывает, что для обеспечения устойчивости и прочности высотного здания следует предусмотреть существенное заглубление фундаментов в грунтовое основание и значительную пространственную жесткость несущего каркаса здания. Для такой конструктивной схемы здания наиболее важным показателем его деформаций является крен и в меньшей степени абсолютная осадка. Допустимые величины этих показателей обеспечивают возможность нормальной эксплуатации высотного здания. Определение расчетных показателей деформаций и разработка фундаментных конструкций высотного здания осуществляются на основе расчетного моделирования взаимодействия фундаментов с грунтовым основанием и надфундаментным высотным строением.

Проблемы, возникающие при проектировании ОФ высотных зданий, подробно описаны в работах [8...12]. Эти проблемы обусловлены в целом тем, что рост этажности здания и его размеров в плане приводит к качественным изменениям процесса формирования напряженно-деформированного состояния (НДС) основания, конструкций фундаментов и здания, а также совместной работы всей системы в целом. Действительно, характерными для высотных зданий являются: высота свыше 70-75 м; большие размеры фундаментов в плане (ширина $b = 50$ м и более); устройство глубоких котлованов (10 м и глубже) и еще более заглубленных ограждающих конструкций; значительность и существенный эксцентриситет передаваемых на грунты основания нагрузок (среднее давление $q = 0,5$ МПа и более). В результате в процессы формирования НДС зоны влияния строительства высотного здания (системы «активная зона грунтового основания -

ограждающая конструкция и фундамент - подземная часть и верхнее строение высотного здания») вовлекаются огромные массивы грунта как под подошвой фундаментов (плиты, пят свай), так и за пределами ограждения. Опыт наблюдения за деформациями оснований крупномасштабных и тяжелонагруженных сооружений (ГЭС, АЭС, «сталинские высотки» и др.) показывает, что глубина сжимаемой толщи основания под подошвой фундамента может достигать величины равной его ширине b . Для обеспечения корректности граничных условий размеры учитываемой области грунтового основания, влияющей на количественные результаты расчетов НДС деформируемой зоны, должны распространяться не менее чем на $2...3b$ ниже подошвы фундамента и на $1...2b$ или глубины котлована в стороны от наружных граней фундамента (контуров ограждения). При этом на формирование НДС сжимаемой зоны существенное влияние оказывают состав, строение и генезис грунтового массива, его исходное (до начала строительства) НДС, технология разработки котлована (устройства ограждения, поэтапной выемки грунта и пр.), технология устройства основания и фундаментов (свайных или армирующих элементов, сохранения природного состояния или искусственного улучшения грунта под плитой и др.), поэтапность возведения и жесткость подземной и надземной частей здания.

При необходимых для высотного строительства больших глубинах разработки котлованов становится важным учет влияния на формирование НДС грунтового массива эффектов его разгрузки при выемке и удалении грунтов из котлована. Подобные эффекты вызываются также другими процессами нагрузки-разгрузки (перемещения ледников; эрозийные переносы; колебания уровней подземных вод, сопровождающиеся из-за архимедовых и капиллярных сил изменением напряжений в грунте; и пр.) и процессами длительного природного физико-химического упрочнения грунтов.

Для обеспечения допустимых перемещений высотных зданий при их строительстве предпочтение отдается участкам, где на приемлемой глубине залегают однородные и прочные малосжимаемые грунты и горные породы. Фундаменты знаменитых небоскребов Чикаго и Нью-Йорка опираются на однородное прочное скальное основание. Для Москвы в целом характерно достаточно глубокое (свыше 30...40 м) залегание скальных пород, их относительно низкие механические характеристики, существенная неоднородность, трещиноватость и подверженность карстово-суффозионным процессам.

В инженерно-геологических условиях площадки строительства ММДЦ «Москва-СИТИ» выбор рациональных типов ОФ сооружений комплекса или их отдельных частей ограничен небольшим числом вариантов: плитным, свайным и объединенным плитно-свайным. В свайных вариантах целесообразно применение «свай-стоек», опирающихся на

достаточно однородные и прочные суворовские или подольско-мячковские известняки. При устройстве таких свай должны применяться отработанные технологии, обеспечивающие гарантированные показатели прочности и однородности материала ствола свай и их несущей способности по грунту.

Первоначально при расчетах рассматривается наиболее экономичный вариант – фундаментная плита на естественном основании. Такой расчет полезен не только, когда удается ограничиться плитным фундаментом. Он позволяет определить долю нагрузок, неудовлетворительно воспринимаемых плитой («дефицит предельного сопротивления плиты») и обоснованно выбрать альтернативный тип технического решения. При небольшой величине указанного «дефицита» могут рассматриваться «коробчатые» фундаменты (коробчатая конструкция подземных этажей здания) и/или усиление залегающего на небольшой глубине недостаточно жесткого или прочного слоя грунта.

Рассмотрим пример подобного анализа, сделанного для здания Многофункционального комплекса «Московский дворец бракосочетаний» с высотной офисной башней и примыкающим развитым дворцовым подиумом на участках №2-3. Высота башни - 248 м. Башня имеет эффектную винтообразную форму, обуславливающую дополнительное возникновение крутящих усилий в несущем стволе здания в результате ветровых воздействий. Положение центрального ядра и внутренних колонн по всей высоте башни не меняется. Внешние угловые колонны следуют за направлением изгиба спирали.

В результате расчетного анализа были разработаны фундаменты двух типов: плита на естественном основании под невысокую стилобатную часть (подиум) и свайный фундамент с плитным ростверком под высотную башню, отделяемые от подиума осадочным швом. Котлован глубиной 15 м выполняется под защитой заглубленной в слабопроницаемые воскресенские глины водонепроницаемой «стены в грунте», обеспечивающей эффективную защиту от подтопления и благоприятные условия для работ по устройству фундамента.

Нагруженное давлением $q \approx 0,2$ МПа естественное основание плиты подиума представлено воскресенской глинисто-мергелистой толщей. Под более загруженной ($q \approx 1$ МПа) частью основания здания запроектированы буронабивные сваи диаметром $\varnothing = 1,5$ м и длиной 29 м, располагаемые с средним шагом $\approx 3,5 \times 3,5$ м и заглубляемые в толщу прочных средне- или слаботрещиноватых скальных грунтов (суворовско- подольско-мячковские известняки) на 3,5 м. Предполагается цементация среднетрещиноватых пород в зоне пяты свай в радиусе 3...6 м. Сваи прорезают более сжимаемые и менее прочные глины, мергели и сильнотрещиноватые или недостаточной мощности известняки. Плита свайного фундамента высотной башни размером в плане $\approx 50 \times 50$ м выполняется толщиной 3,5...4 м. Фундаментная плита подиума выполняется толщиной 1,2...1,5 м.

В ряде случаев, даже при весьма благоприятных деформационных и прочностных характеристиках естественного грунтового основания, сваи могут оказаться необходимыми в местах резкой концентрации нагрузок (под ядром жесткости, пилонами и пр.), под высотными частями, выполняемыми без шва с более низким стилобатом, при использовании ограждающей «стены в грунте» в качестве несущей стены подземной части здания и пр.

Такая ситуация характерна для участка №11 где проектируется 24-60-этажное здание (блоки «А», «Б» и «В», объединенные 7-ми уровневый подземным транспортным терминалом глубиной 25м, включающим тоннель для будущих линий метрополитена). Для этого здания был разработан объединенный плитно-свайный фундамент (ПСФ), выполняемый из монолитного железобетона и жестко сопрягаемый с вертикальными несущими конструкциями нижнего подземного этажа здания. Под слабо загруженной (q до 0,4 МПа) частью основания здания, составляющей $\approx 50\%$ от общей площади, проектом предусмотрено опирание плиты на естественное основание, представленное воскресенскими мергелями. Под более загруженной ($q > 0,4$ МПа) частью основания здания запроектированы буронабивные сваи $\varnothing 1,2$ м длиной 20 м, располагаемые с шагом 2,5...3,5 м и заглубляемые в подольско-мячковские известняки.

Объединенный ПСФ распределяет нагрузку на значительную площадь основания с приемлемыми прочностными и деформационными характеристиками естественных грунтов, выравнивая неизбежные при отдельных фундаментах неравномерные осадки. Применение такого фундамента уменьшает также негативное влияние неопределенности, связанной с неоднородностью основания (естественной, неточно выявляемой геологическими изысканиями, или искусственной, возникающей при протечках коммуникаций, подтоплении, подмыве подземными водами, разуплотнении грунта в котловане и пр.). Жестко заделанные в плиту фундамента сваи, располагаемые в наиболее нагруженных зонах, а также монолитное сопряжение плиты с вертикальными несущими конструкциями здания и, частично, с подземными несущими ограждающими конструкциями, существенно снижают возможность крена фундамента, обусловленного неравномерными нагрузками и неоднородностью грунтового основания в плане и по глубине.

Однако применение объединенного ПСФ возможно только при строгом контроле качества устройства всех его компонентов, в том числе при исключении ухудшения свойств грунта под плитой при устройстве свай. При этом, вследствие отсутствия осадочных швов по контуру наиболее нагруженных участков здания и из-за существенной неравномерности отпоров на объединенную плиту свайного и естественного основания, следует обеспечить восприятие значительных растягивающих напряжений плитой и перекрытиями примыкающих к ней нижних этажей здания.

Далее на примере участков №2-3 и 11 охарактеризуем методические подходы, использованные НИИОСП им. Н.М.Герсеванова при научно-техническом сопровождении расчетов и проектирования ОФ комплексов.

На первом этапе проектирования осуществлялось расчетное моделирование влияния устройства котлована и возведения рассматриваемого здания на окружающие его к моменту проведения строительных работ сооружения. Для этого этапа наиболее подходящей (практически осуществимой с точки зрения возможностей современных ЭВМ и программных комплексов, но и достаточно точной для задач данного этапа) является применение укрупненной пространственной схемы численного моделирования методом конечных элементов (МКЭ). Для возможности охвата зоны влияния рассматриваемого здания часть близких друг к другу по физико-механическим характеристикам инженерно-геологических элементов (ИГЭ) объединялась, а зона расположения свай заменялась приведенным упругим анизотропным объемом (далее - объемный условный фундамент) с осредненными модулями продольных деформаций свай и грунта и коэффициентом поперечной деформации грунта. Для приближенного учета жесткости верхнего строения принималась увеличенная толщина плиты фундамента. При расчетах использовались средние величины нагрузок на фундаменты, полученные при предварительном расчете несущего каркаса здания на неподвижном или упругом основании с условной постоянной податливостью. Возможность такого подхода при оценке влияния строительства на окружающую застройку вытекает из фундаментального принципа Сен-Венана, согласно которому влияние неточностей в граничных условиях резко падает при удалении от приближенно моделируемых зон.

На участке №11 расчетная область для моделирования взаимовлияния представляла собой призматический массив размерами в плане 300 x 200 м и глубиной 100 м. Данный размер расчетной области (зоны влияния) соответствовал расстоянию от наиболее нагруженного здания (60-этажный блок «Б») до областей, в которых в ходе проведения предварительного расчета не происходило перемещений грунта, превышающих 0,5 мм.

Расчеты проведены по прошедшей апробацию в НИИОСП им. Н.М.Герсеванова геотехнической программе «PLAXIS 3D Foundation 1.6» [13]. При квалифицированном применении эта программа позволяет определять достоверную пространственную картину НДС грунтового массива и конструкций, взаимодействующих с ним элементов фундаментной и ограждающей конструкций. После оценки результатов выполненных инженерно-геологических изысканий, из библиотеки моделей комплекса PLAXIS была выбрана соответствующая рекомендованным действующими в РФ нормативными

документами [2...7], упруго- пластическая модель Кулона-Мора.

Для дополнительного контроля применимости модели и полученных по данным изысканий величин параметров грунтов предварительно проводилось моделирование проведенных в натуральных условиях испытаний одиночных свай статической нагрузкой методом «o-cell» (ячейки Остерберга) путем сравнения расчетных и замеренных графиков изменения перемещений, деформаций и напряжений по стволу сваи. Методика таких испытаний и результаты сопоставлений представлены ниже. Результаты сопоставлений показали, что рекомендованные изыскателями величины расчетных параметров грунтов обеспечивают необходимый запас надежности расчетов.

Полученные результаты пространственных расчетов были использованы также для первоначальной оценки податливости основания при расчете в первом приближении взаимодействия здания с основанием с определением уточненных расчетных нагрузок на фундаменты. В свою очередь результаты этих расчетов позволили убедиться в работоспособности конструктивного решения здания (возможности обеспечить необходимую жесткость и прочность его несущего каркаса) и выполнить на втором этапе проектирования уточненные расчеты переменной податливости естественного и свайного основания плиты фундамента здания с оценкой надежности и эффективности его проектных конструкций. Для этого на втором этапе, также в пространственной постановке, осуществлялось более детальное расчетное моделирование взаимодействия свай, грунта и плиты фундамента в его характерных зонах, в частности, в краевых (периметральных) и центральной (внутренней) частях.

На основании результатов многочисленных упругих решений и данных экспериментов и упруго-пластических расчетов при небольших уровнях нагружения известно, что в свайной группе краевые (периметральные, угловые, торцевые) сваи могут обладать большим сопротивлением вдавливанию, чем внутренние. Таким же образом внутренние сваи вследствие эффекта группы обладают более высокой податливостью, чем периметральные. Существуют реальные проекты свайных фундаментов высотных зданий, в которых, для выравнивания сопротивления свай в группе, от центра к периферии уменьшается длина или увеличивается шаг свай [12]. Однако, как показали полевые эксперименты и расчетные исследования с применением упруго-пластической модели грунта [14, 15] со значительными уровнями нагружения, при исчерпании несущей способности краевой сваи возникает обратная картина – сопротивление внутренней сваи становится больше, чем у краевой. Подобные эффекты происходят и с реактивными отпорами грунта под подошвой фундаментной плиты [10, 16]. Соответственно, такая сложная многоэтапная работа свай и плиты фундамента должна быть учтена при их проектировании, в частности,

при назначении переменных коэффициентов жесткости грунта и свай под плитой фундамента.

Для расчетной оценки податливости основания, примененного на участке №11 объединенного ПСФ, и проверки его проектных конструкций, было отобрано несколько пространственно-полосовых фрагментов. Выбор области фрагмента осуществлялся с учетом симметрии геометрии ПСФ (схемы расположения свай, ограждения, приложения нагрузки и др.) и пространственной картины НДС. Моделирование НДС фрагментов позволило получить достоверную качественную и количественную картину краевого и группового эффектов под плитой фундамента, характер распределения усилий между элементами ПСФ в зависимости от шага свай и толщин плиты и оценить качественные зависимости для ПСФ в целом.

Для моделирования работы плит фундамента были использованы специальные оболочечные элементы, поведение которых описывается параметрами упругой жесткости. Для моделирования локализации сдвиговых деформаций в тонкой зоне на границе плита-грунт и свая-грунт использовались специальные контактные («интерфейсные») элементы [13]. Применение таких элементов позволяет более точно моделировать влияние значительных пластических деформаций (например, локализацию предельного сдвига на боковой поверхности свай). Для тел свай применялись объемные упругие элементы.

Нагружение фрагментов осуществлялось в диапазоне нагрузок, передаваемых на фундамент верхним строением. Моделирование производилось поэтапно. Сначала описывалось природное НДС грунтового массива, устройство «стены в грунте», последовательная экскавация котлована с установкой анкеров и понижение уровня грунтовых вод для обеспечения качества строительных работ во вскрытом котловане. Далее в расчетную схему вводились сваи и плита, и начиналось ее последовательное нагружение.

По полученным результатам расчетов НДС основания объединенного ПСФ по осадкам и контактным реакциям по подошве плиты фундамента были определены расчетные коэффициенты жесткости при различных уровнях нагрузки от сооружения. По этим данным была разработана и рекомендована для статических расчетов конструкции фундаментов в составе несущего каркаса здания представленная на рис. 39 укрупненная схема коэффициентов жесткости. На схеме площадь подошвы плиты разделена на 5 зон различного сопротивления буронабивных свай и 4 зоны различной податливости грунта на участке опирания плиты на естественное основание. Коэффициенты жесткости (сопротивления, податливости) свай K_{wp} и грунта K_{wg} в этих зонах рекомендовано задавать в двух вариантах, соответствующих полностью упругой и частично упруго-пластической стадиям работы грунтового массива.

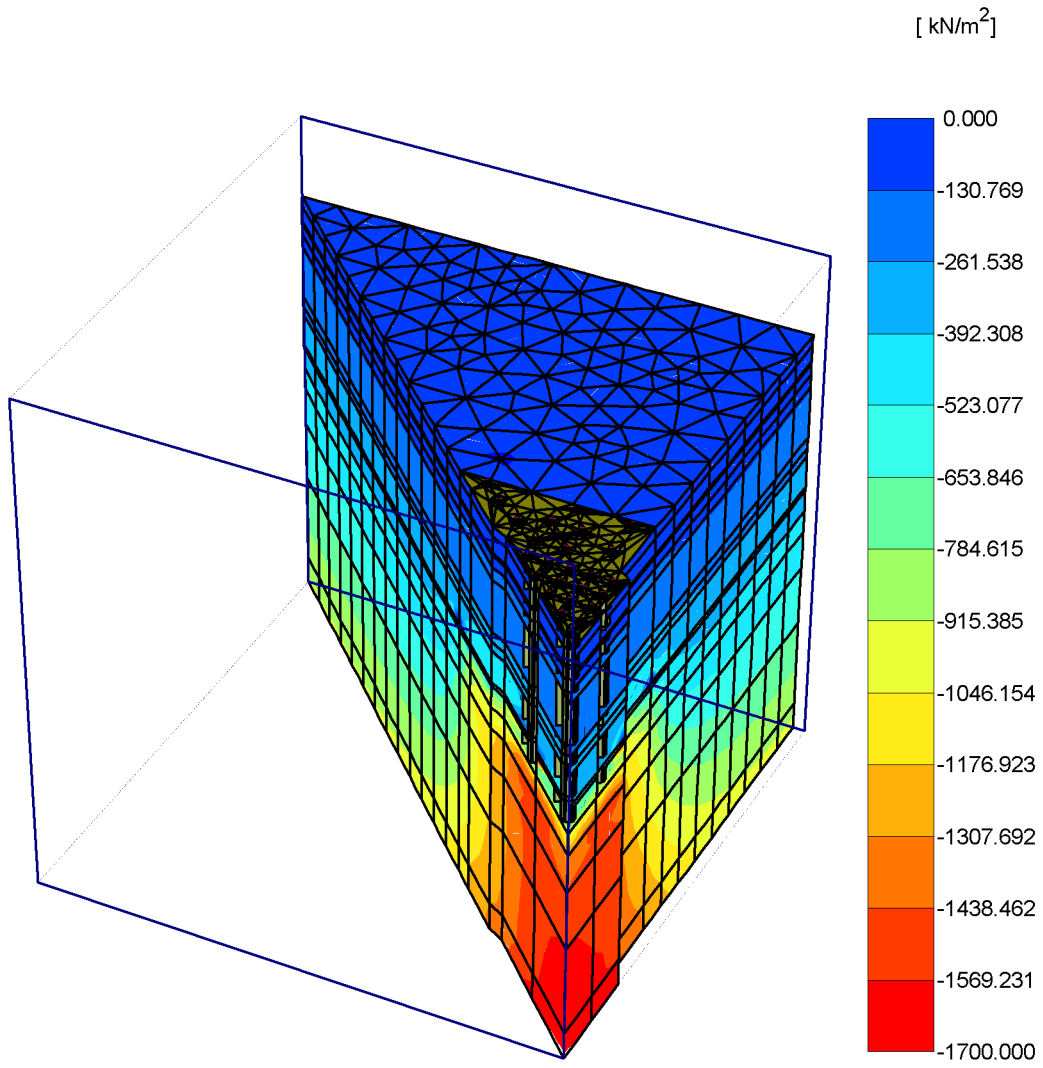
В обоих вариантах в зоне устройства буронабивных свай в запас надежности отпор грунта не учитывается (включается в состав сопротивления ближайшей сваи) и коэффициент жесткости грунта принимается равным нулю.

На участке №2-3, благодаря симметрии относительно центральной оси высотной башни, оказалось возможным с достаточной точностью моделировать ее фундамент фрагментом, составляющем $\approx 1/8$ часть фундамента, что позволило обеспечить необходимую точность численных расчетов за счет уменьшения общего количества конечных элементов и увеличения их количества в расчетном фрагменте. Границы фрагмента выбирались максимально совпадающими с плоскостями симметрии НДС свайного основания. Из разнотипной схемы расположения свай под в центральной, промежуточной и периметральной зонах плитного ростверка полной симметрии не удалось соблюсти по диагональной границе фрагмента. В соответствии с охарактеризованным выше принципом Сен-Венана, влияние локальных неточностей учитывалось при анализе результатов расчета и оценке коэффициентов жесткости свай. Для учета влияния возможных локальных изменений в реакциях свай расчет проводился для диапазона давлений на плиту $q = 0,8 \dots 1,2$ МПа с шагом 0,1 МПа. Решение задачи позволило получить достоверную качественную и количественную картину краевого и группового эффектов в свайном основании ростверка.

На рис. 40 на фоне КЭ-разбивки расчетной области приведены иллюстрации, характеризующие НДС грунтового массива и свайного фундамента высотной башни. Здесь особо отметим концентрацию сопротивления грунта под пятой и по боковой поверхности нижней части ствола свай. С приближением к контуру свайной группы зона концентрации бокового сопротивления постепенно увеличивается и распространяется вверх, а для свай, расположенных под периметральной частью ростверка, и на весь ствол сваи.

Выполненные расчёты послужили основой для назначения переменных коэффициентов жесткости свай.

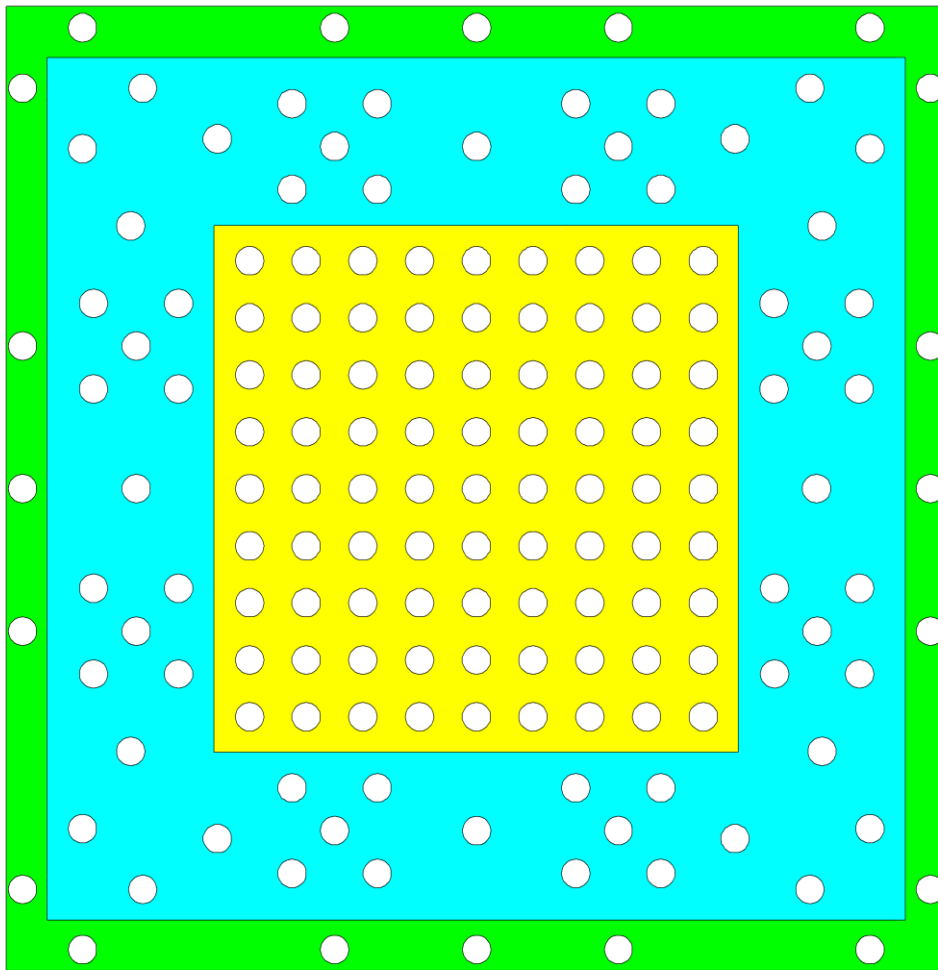
Для окончательной разработки конструкций плитного ростверка и свай с использованием полученных коэффициентов жесткости осуществлялся совместный с основанием переменной податливости статический расчет плитного ростверка в составе несущего каркаса здания. Для обеспечения гарантированного запаса надежности конструкции свайного фундамента выполняются и дополнительные расчеты с учетом допустимого технологического отклонения буронабивной сваи от вертикали, достигающего порядка 1...2 %, и работы фундамента на комбинированную с вертикальной - горизонтальную и моментные (изгибающую и крутящую) нагрузки, обусловленные значительными ветровыми воздействиями на винтообразную высотную башню (см. рис. 40).



Vertical effective stresses σ'_{yy}

Extreme value = $-22.33 \cdot 10^3$ kN/m²

Рис. 39. Вертикальные эффективные напряжения в геомассиве. Участок 2-3.



- Внутренние сваи в зоне ядра башни $K_{wp}=103000\text{т/м}$
- Сваи между периметральными сваями и сваями зоны ядра $K_{wp}=140000\text{т/м}$
- Периметральные сваи расположенные по контуру
 ростверка $K_{wp}=183000\text{т/м}$.
- Рекомендуемый коэффициент жесткости грунта под
 подошвой плитного ростверка $K_{wg}=100\text{т/м}^3$.

Рис. 40. Рекомендуемая схема назначения коэффициентов жесткости основания. Участок 2-3.

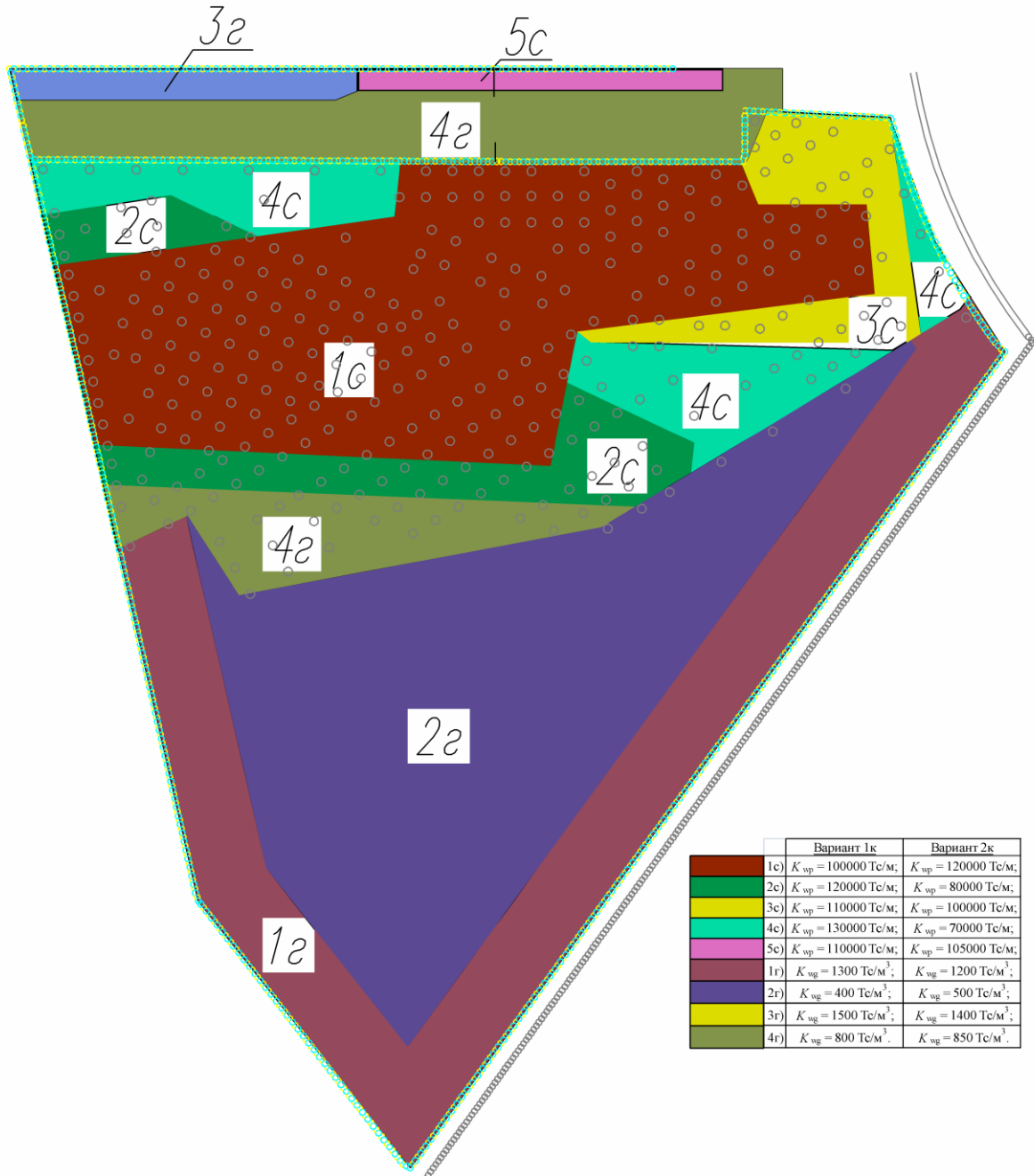


Рис.41. Рекомендуемая схема назначения коэффициентов жесткости основания. Участок 11.

7. Определение несущей способности свай при строительстве ММДЦ «Москва-СИТИ»

В связи со строительством высотных зданий на территории «Москва-СИТИ» возникла необходимость устройства буронабивных свай большой несущей способности (2...3 и более тыс. тонн). Испытания таких свай по стандартной методике (приложение нагрузки сверху) сопряжено с большими техническими трудностями и финансовыми затратами, так как необходимо устройство анкерных свай, нагрузочной рамы и системы домкратов. В связи с этим во всём мире, и в том числе при строительстве зданий и сооружений «Москва-СИТИ», для испытания свай применяют метод Остерберга. Суть его заключается в том, что домкраты закладываются в тело сваи и сама испытываемая свая является опорой. При этом возможно определить как сопротивление сваи по боковой поверхности, так и по пяте. По результатам таких испытаний, как правило, принимается окончательное проектное решение по несущей способности и количеству свай.

При строительстве комплекса зданий на 11 участке «Москва-СИТИ» одновременно с испытанием свай была предпринята попытка проверки достоверности результатов проведенных инженерно-геологических изысканий путём решения обратной задачи. Для этого испытываемая свая была снабжена датчиками усилий в бетоне и арматуре. Испытания проводились фирмой LOADTEST при научно-техническом сопровождении НИИОСП им Н.М.Герсеванова.

Геологическое строение площадки строительства с местом расположения буронабивных свай по высоте представлено на рис. 42.

В соответствии с проектным решением сваи прорезают более сжимаемые и менее прочные глины, мергели и трещиноватые ратмировские и суворовские известняки и заходят в слой более прочных подольско-мячниковских известняков.

Согласно проекту, расчетная нагрузка на буронабивную сваю составляет 2000 МН. Эта величина согласуется с расчетной несущей способностью одиночной сваи по грунту F_d , рассчитанной согласно таблицам СНиП 2.02.03-85 «Свайные фундаменты» и СП 50-102-2003 «Проектирование и устройство свайных фундаментов».

Для определения реальной несущей способности свай и характеристик грунтов основания фирмой LOADTEST были выполнены испытания двух опытных свай методом Остерберга. Фотография экспериментальной площадки представлена на рис.43.

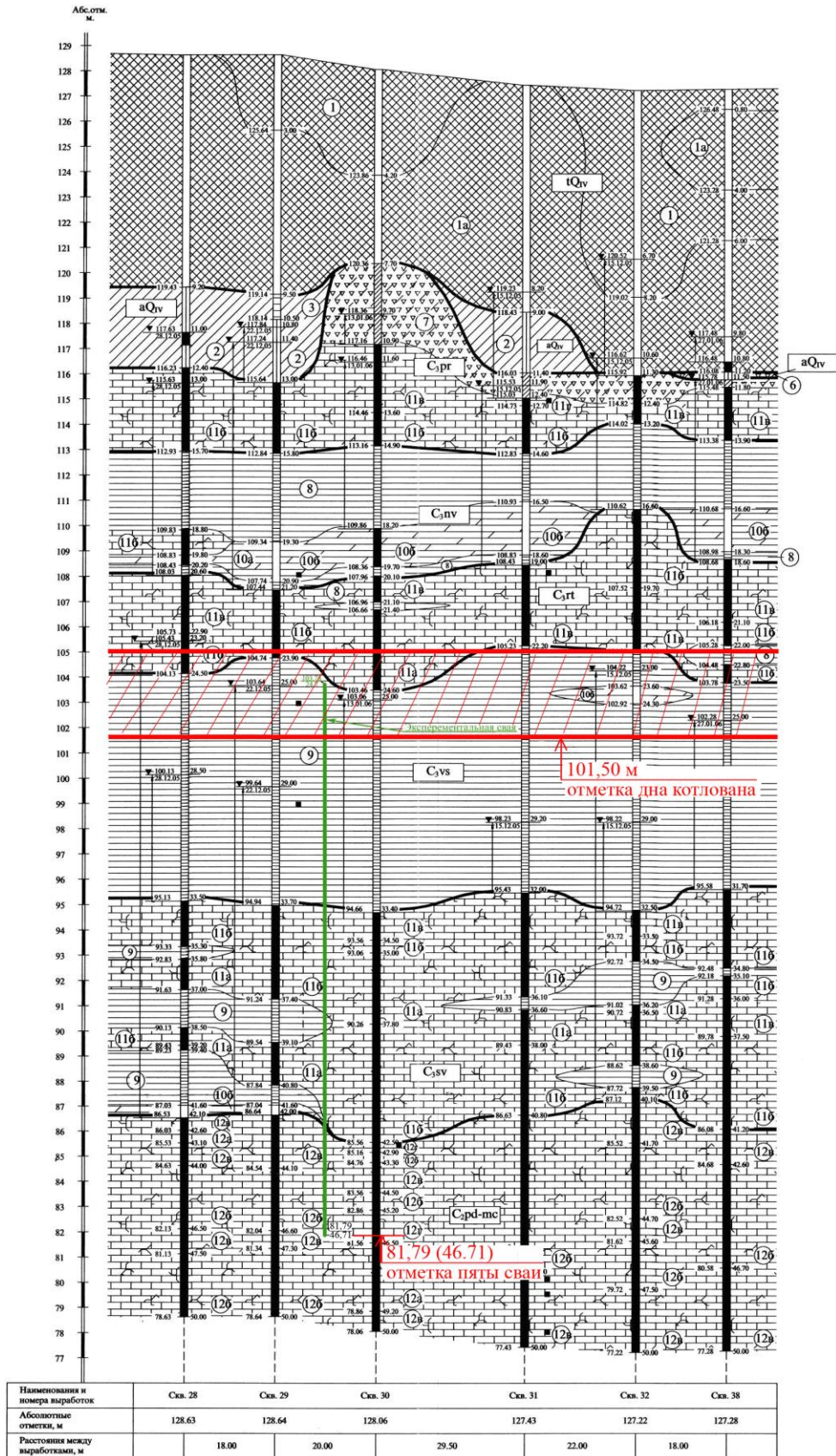


Рис. 42. Инженерно-геологический разрез (V-V) с нанесенной опытной свай

Принципиальная схема испытания представлена на рис. 43. Нагрузка передается через 2 гидравлических домкрата (выполненных в виде так называемых ячеек O-cell) (рис.3.), помещенных на расстоянии 3.14 метров от пяты сваи, разделяя при этом сваю на верхнюю и нижнюю части. Вода поступает в ячейки под давлением, расширяя их, вследствие чего последние оказывают давление на сваю в двух взаимнопротивоположных направлениях (вверх и вниз). По перемещениям верхней и нижней частей сваи определяется несущая способность сваи отдельно по боковой поверхности и по пяте (рис. 43).



Рис. 43. Площадка с испытываемой свайей.

Были испытаны две сваи с разнонаправленными общими нагрузками 20,1 МН и 16,43 МН соответственно.

Отметка низа опытной сваи ТР-1 с внешним диаметром 1200 мм составляет 81,79 м (сваи ТР-2 - 81,76 м). После зачистки скважины при помощи ковшебура шлама был удалён при помощи эрлифта. После очистки основания сваи в скважину был помещен арматурный

каркас с ячейками O-cell. Затем производилось бетонирование методом ВПТ (вертикально перемещаемой трубы).

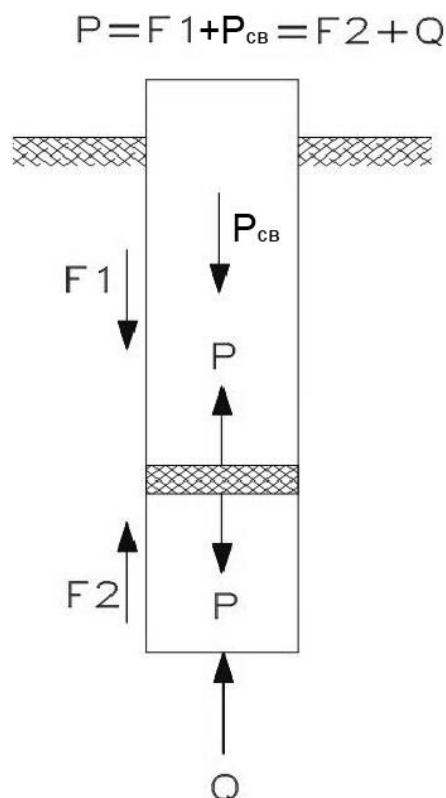


Рис. 44. Принципиальная схема метода Остерберга

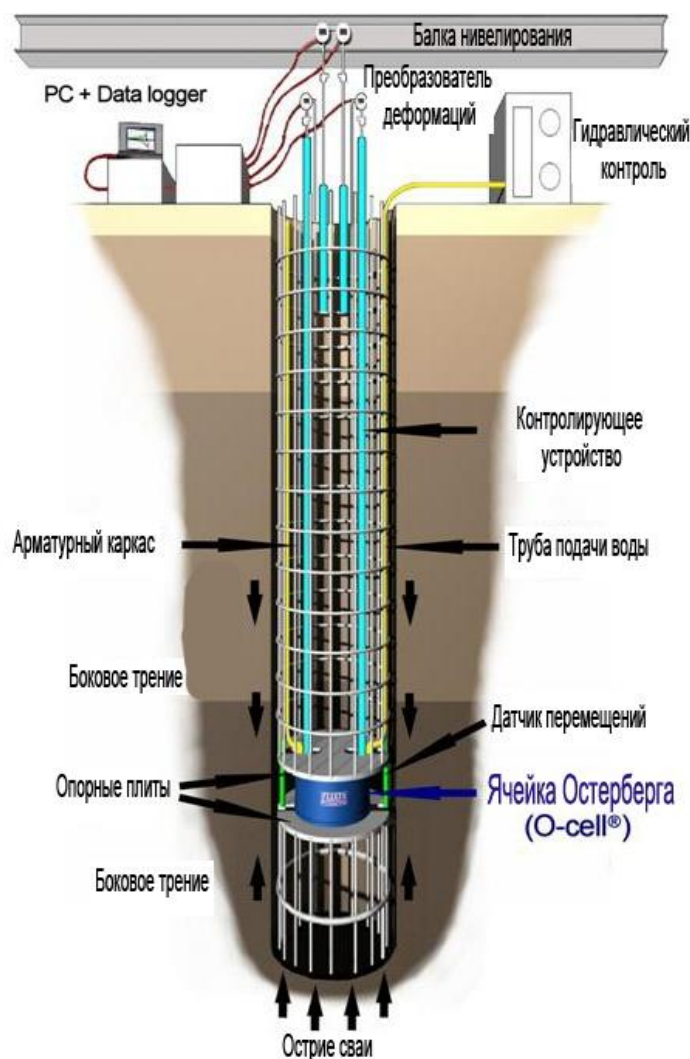


Рис. 45. Схема испытания методом Остерберга

Для определения перемещений в сваю были заложены четыре струнных датчика перемещений (LVWDT модель Geokon, серия 4450), расположенных между верхней и нижней пластиной ячеек O-cell для измерения расширений ячеек (рис. 46). Были установлены также тензометры ниже уровня ячеек O-cell и стержневые датчики перемещений, определяющие абсолютные перемещения тела сваи.

Кроме этого, для определения напряжений и деформаций в верхней части сваи были заложены 4 датчика (рис. 46), 2 из которых были расположены в арматуре (типа ПСАС-28, на отметках 89 м и 92 м) и 2 - в бетоне (типа ПЛДС-400, на отметках 89 м и 92 м).

В результате испытания опытной сваи TP1 максимальная нагрузка, направленная вниз от гидравлического домкрата, составляла 20,1 МН. При этом движение основания ячеек O-

cell, направленное вниз, составило 2,3 мм. В соответствии с показаниями датчиков, установленных на отметке 83,43 м (на 1,5 м ниже домкрата), перемещения в уровне 1 (рис. 48) составили – 1,25 мм, что составляет 45% от перемещения основания ячейки. Таким образом, сжатие железобетона (упругое и пластическое) составляет 1,05 мм.

По полученным значениям сжатия ствола сваи, используя закон Гука и приведенный модуль деформации бетона, было определено усилие в уровне 1 (на расстоянии 1,5 м от домкратов), которое составило 13,7 МН (рис. 49), что относительно приложенной максимальной нагрузки составляет 68%, а падение усилия (разница между усилиями на уровне 1 и местом расположения домкратов) составляет 32%. Это говорит об очень высоких значениях прочностных и деформационных характеристик известняка в зоне испытания сваи, близких по своим значениям к бетону, и о повышенном сопротивлении боковой поверхности сваи в зоне контакта с известняком.

Сопротивление боковому трению сваи T было определено как отношение падения усилия в уровне 1 относительно максимально приложенной нагрузки домкратом к площади боковой поверхности между местом установки ячеек и уровнем 1. В результате было получено, что $T = 1,13 \text{ МН/м}^2$. Была также рассчитана нагрузка, воспринимаемая боковым трением $F_2 = 12,8 \text{ МН}$ и пятой сваи $Q = 7,3 \text{ МН}$ (рис. 44).

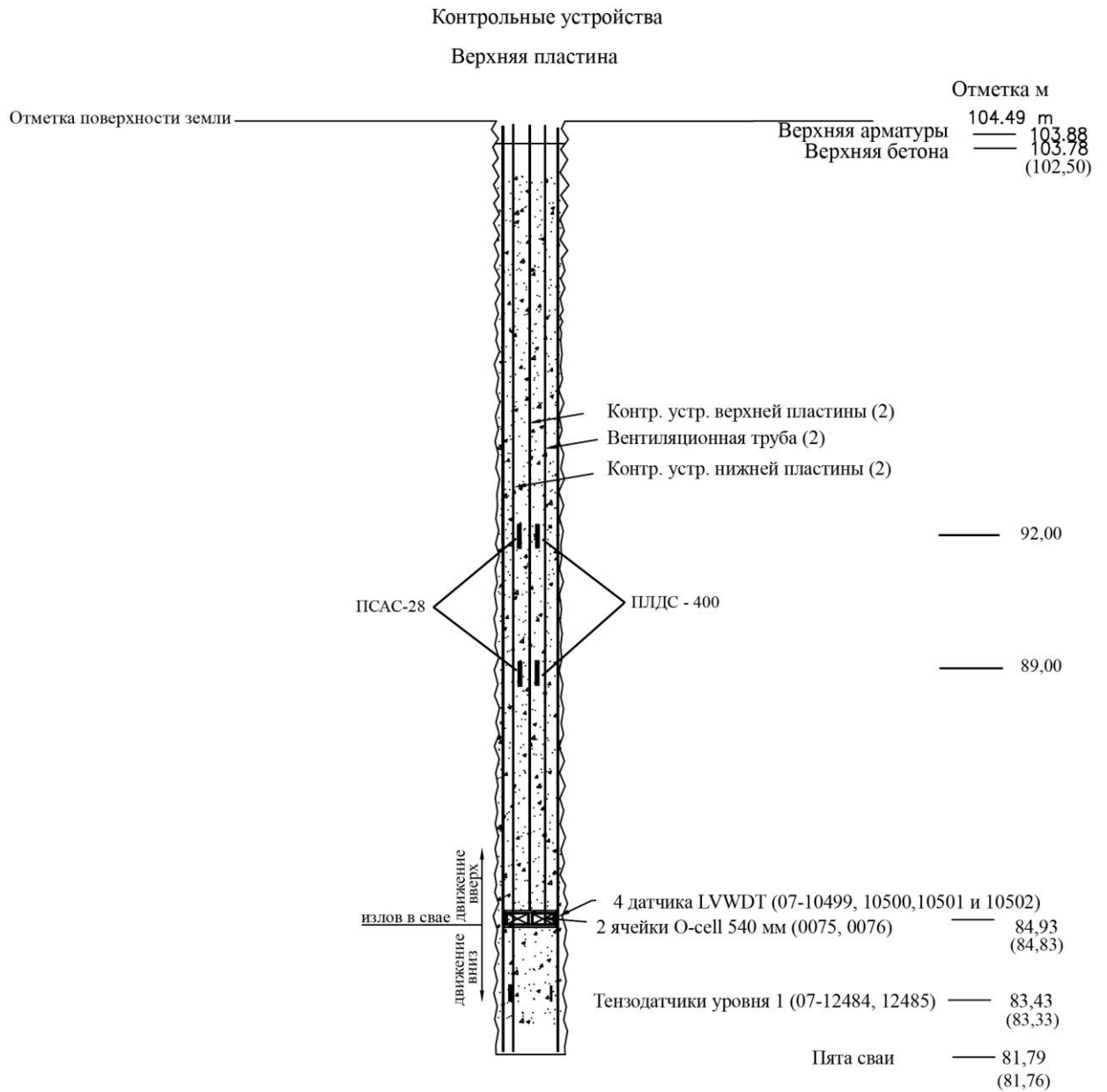


Рис. 46. Схематический разрез тестовой сваи. (в скобках указаны отметки для ТР-2 вне скобок – ТР-1).

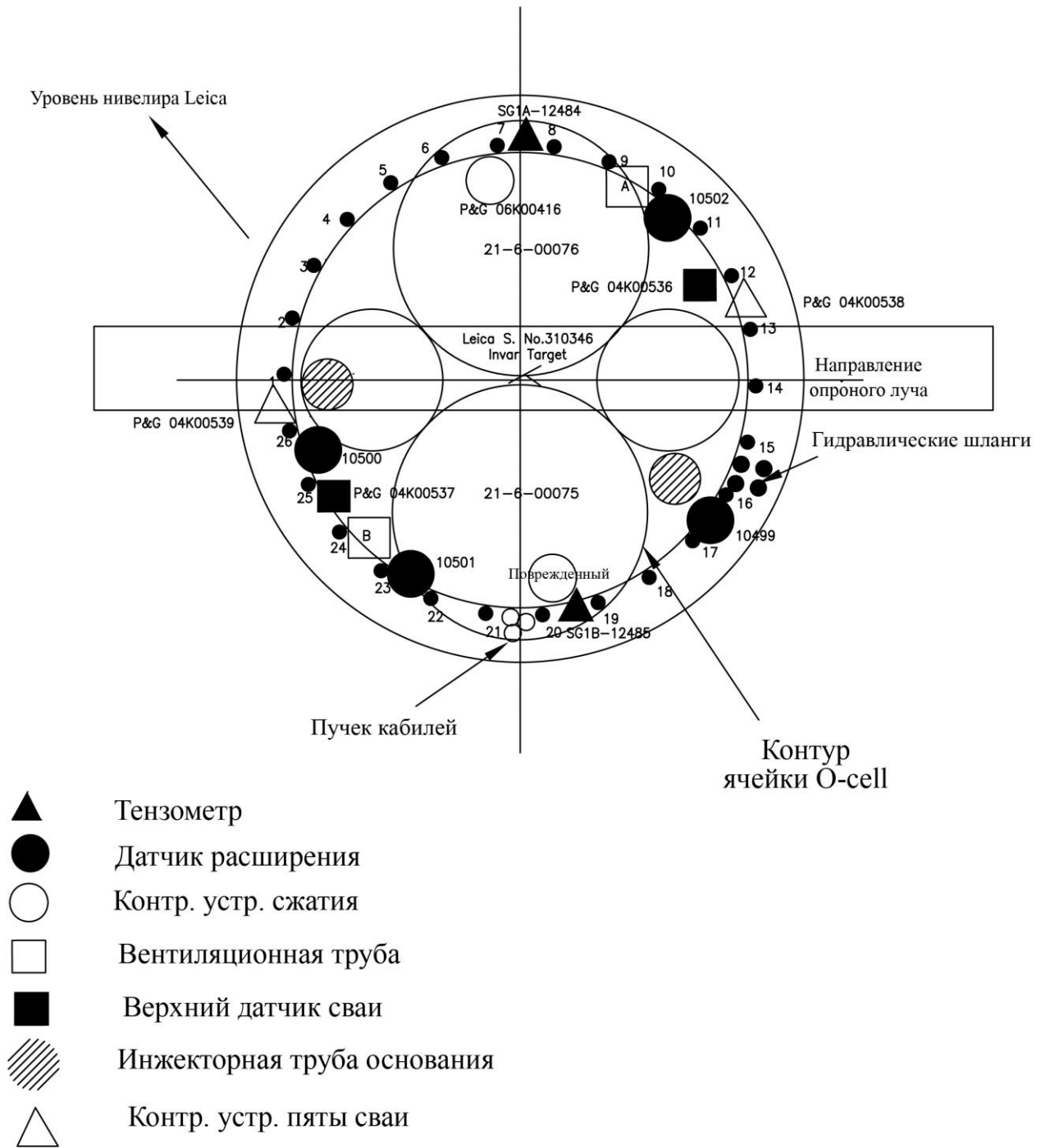


Рис. 47. Схема оснастки сваи.

Максимальная чистая нагрузка, направленная вверх, воспринимаемая боковым трением, составила 19,77 МН (за вычетом веса вышележащей сваи, равного - 0,33 МН), при этом вертикальное перемещение верхней пластины ячеек O-Cell составило – 1,73 мм, а перемещение верха сваи составило 0.05 мм. Можно предположить, что сжатие железобетона (упругое + пластическое) составляет 1,68 мм. В соответствии с показаниями струнных датчиков (типа ПЛДС-400), установленных на отметках 89 м и 92 м (рис. 46), падение усилия здесь составляет порядка 82% (16,2 МН) и 96% (19 МН), соответственно, относительно приложенной максимальной нагрузки. Сопротивление боковому трению составляет – 1,05 МН/м² и определяется, как отношение падения усилия на отметке 89 м к площади боковой поверхности сваи между местом установки ячейки и местом установки струнного датчика в бетоне. Полученные значения подтвердили вывод о высоких прочностных и деформационных характеристиках известняка, сопротивлениях сваи по боковой поверхности в известняках.

В процессе испытания был зафиксирован отказ датчика на уровне 1 при определении перемещений при разгрузке, поскольку, как видно из рис. 48, при разгрузке перемещения продолжают расти, что физически не представляется возможным.

Аналогичные результаты были получены при испытании опытной сваи TP2, а также при испытаниях на других участках.

На участке №12 ММДЦ «Москва-СИТИ» проводились специальные экспериментальные исследования по установлению сил трения по боковой поверхности свай. Для этого был изготовлен фрагмент сваи длиной 10,5 м диаметром 1,5 м, разделенный ячейкой с домкратами. На нижнюю бетонную часть сваи длиной 6,0 м была установлена силовая ячейка с гидравлическими домкратами, а над ней устроена верхняя армированная часть сваи длиной 4,0 м. Максимальная статическая нагрузка (вдавливающая и выдергивающая), приложенная к верхнему и нижнему элементам, составила 3300 тс. За частное предельное сопротивление этой сваи по грунту была принята нагрузка, равная 6600 тс. При этом удельное сопротивление по боковой поверхности верхнего 4-х метрового элемента было оценено равным 1,8 МН/м².

Полученные результаты испытания свай показали, что фактические значения прочностных и деформационных характеристик грунта значительно выше значений, представленных в отчётах по инженерным изысканиям. В связи с этим было выполнено численное моделирование испытания свай и определены характеристики известняка, соответствующие результатам испытаний.

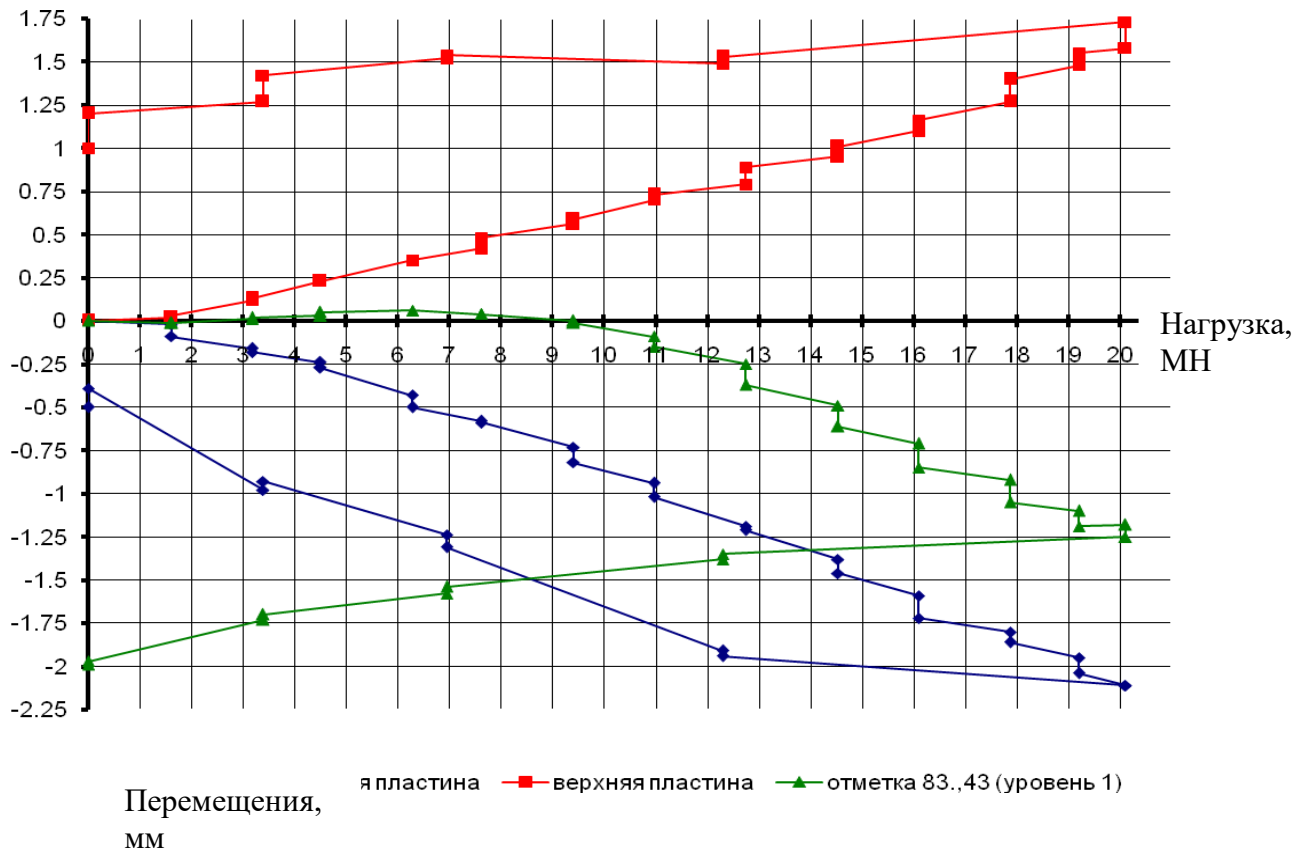


Рис. 48. Графики зависимостей перемещений от нагрузки.

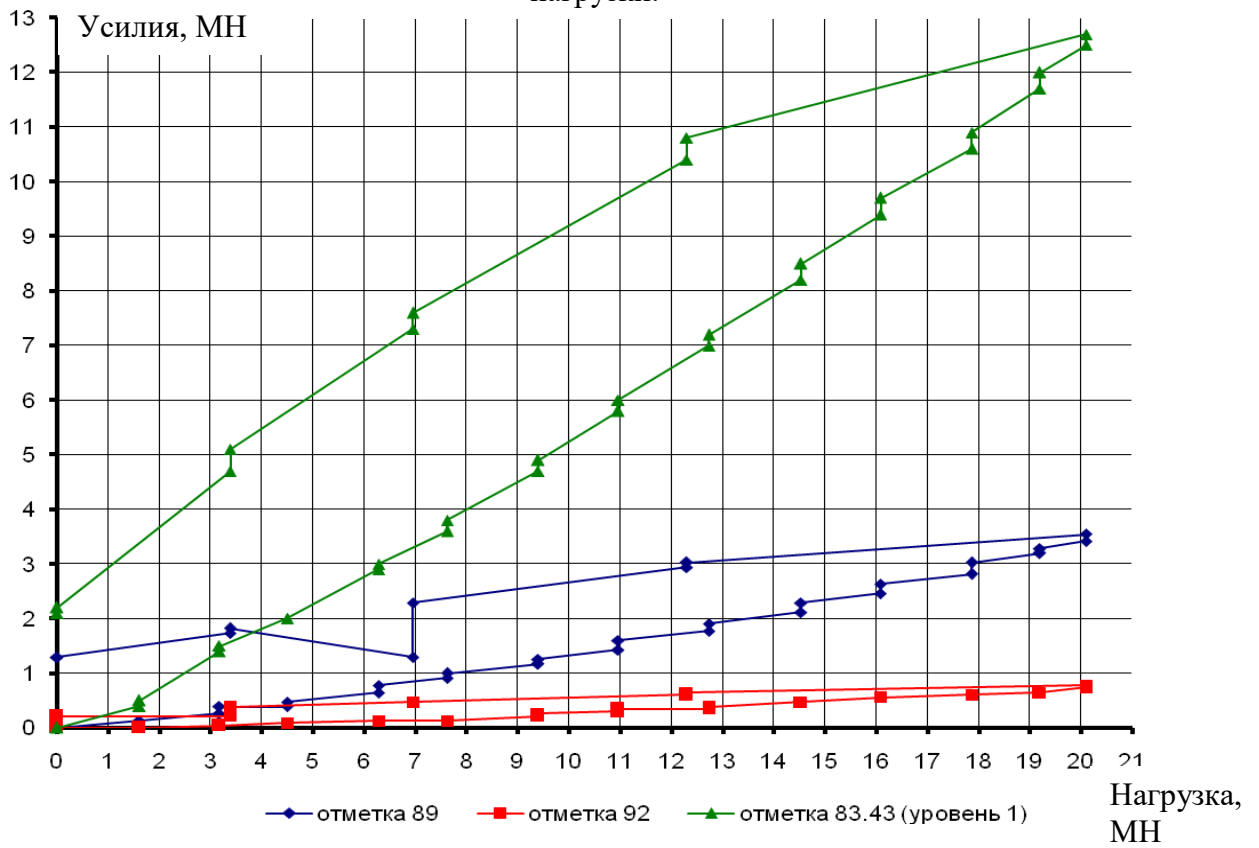


Рис. 49. График зависимости усилий, измеряемых датчиками, от нагрузки

Моделирование испытания сваи

Моделирование выполнялось с помощью программы PLAXIS 2D 8.2. Программа позволяет определять напряженно-деформированное состояние (НДС) как в грунтовом массиве, так и в конструкциях, взаимодействующих с грунтом на любой стадии возведения сооружения.

Для проведения анализа, после оценки ограниченных данных инженерно-геологических изысканий, была выбрана идеальная упруго-пластическая модель с условием текучести Кулона-Мора. Использование этой модели позволяет с достаточной точностью и в рамках концепций, рекомендованных действующими нормативными документами, оценить взаимодействие компонентов плитно-свайного фундамента (сваи и плиты).

При выполнении расчетов принимались следующие допущения и предпосылки:

- расчетные значения физико-механических характеристик инженерно-геологических элементов принимались как для расчета по 2-му предельному состоянию;
- при моделировании учитывались только статические нагрузки. Ударные, динамические, вибрационные и другие технологические нагрузки и воздействия, связанные с производством работ, не учитывались;
- Поскольку грунтовые условия схожи и, учитывая тот факт, что на первую опытную сваю (ТР-1) была приложена большая нагрузка, в данном отчете представлены результаты моделирования ТР-1;
- Материал сваи задавался упругим;
- Для согласования результатов испытания и расчетов, были специальным образом подобраны (улучшены) характеристики окружающего грунта.

Целью моделирования испытания тестовой сваи являлась проверка несущей способности сваи. Для этого были выполнены итерационные расчеты с переменными характеристиками свойств грунтов для максимального приближения к результатам испытаний.

Результаты расчетов с использованием характеристик грунтов, согласно отчёту по инженерно-геологическим изысканиям, приведены на рис. 50 (случай 1). Результаты расчетов, соответствующих испытаниям тестовой сваи (с улучшенными характеристиками), приведены на рис. 51 (случай 2).

Расчетный случай №1. В расчетах принималось, что основанием тестовой сваи служат грунты, соответствующие скважине 29 инженерно-геологического разреза (рис.42). Как видно из рис. 8, расчеты, соответствующие инженерно-геологическим изысканиям, не

соответствуют результатам испытаний (в соответствии с расчётом, перемещение верхней части сваи составляет 40см, вместо 1,5мм по испытаниям).

Данные расхождения в результатах можно объяснить следующим образом. В соответствии с инженерно-геологическими изысканиями (рис.1), между известняками согласно скважине 29, находятся прослой глины. Вследствие того, что модуль общей деформации у глины довольно мал, известняки работают как плита на податливом основании, Жесткости плиты явно недостаточно для того, чтобы воспринять все поперечные усилия, передаваемые через сваю, вследствие чего плита изгибается, выдавливая и сжимая глину. Усилие при этом переходит на вышележащий слой известняка.

Также деформации нижней части сваи, рассчитанные в соответствии с инженерно-геологическими условиями, превышают более чем в 9 раз деформации нижней части сваи, полученные при испытаниях при максимальной действующей нагрузке. На основании выполненных расчётов можно сделать следующие выводы:

- в районе тестовой сваи залегают известняки без прослоев глины (кроме верхнего слоя).
- характеристики свойств грунтов (особенно известняков) сильно занижены.

Расчетный случай №2. Учитывая первый вывод, сделанный выше, в данном расчете принимали, что в районе тестовой сваи залегают грунты, соответствующие скважине 30 инженерно-геологического разреза (рис. 42). В соответствии со вторым выводом улучшались характеристики известняков и глины. Варьировались 3 связанных между собой параметра: E , φ и c . Было выполнено несколько расчётов, в которых подбирались характеристики грунта до тех пор, пока результаты расчётов не стали близки к экспериментальным данным.

В результате расчётов было получено, что при практически неизменных прочностных характеристик грунта модуль деформации по результатам расчётов, в несколько раз выше представленного по результатам инженерно-геологических изысканий (табл.1).

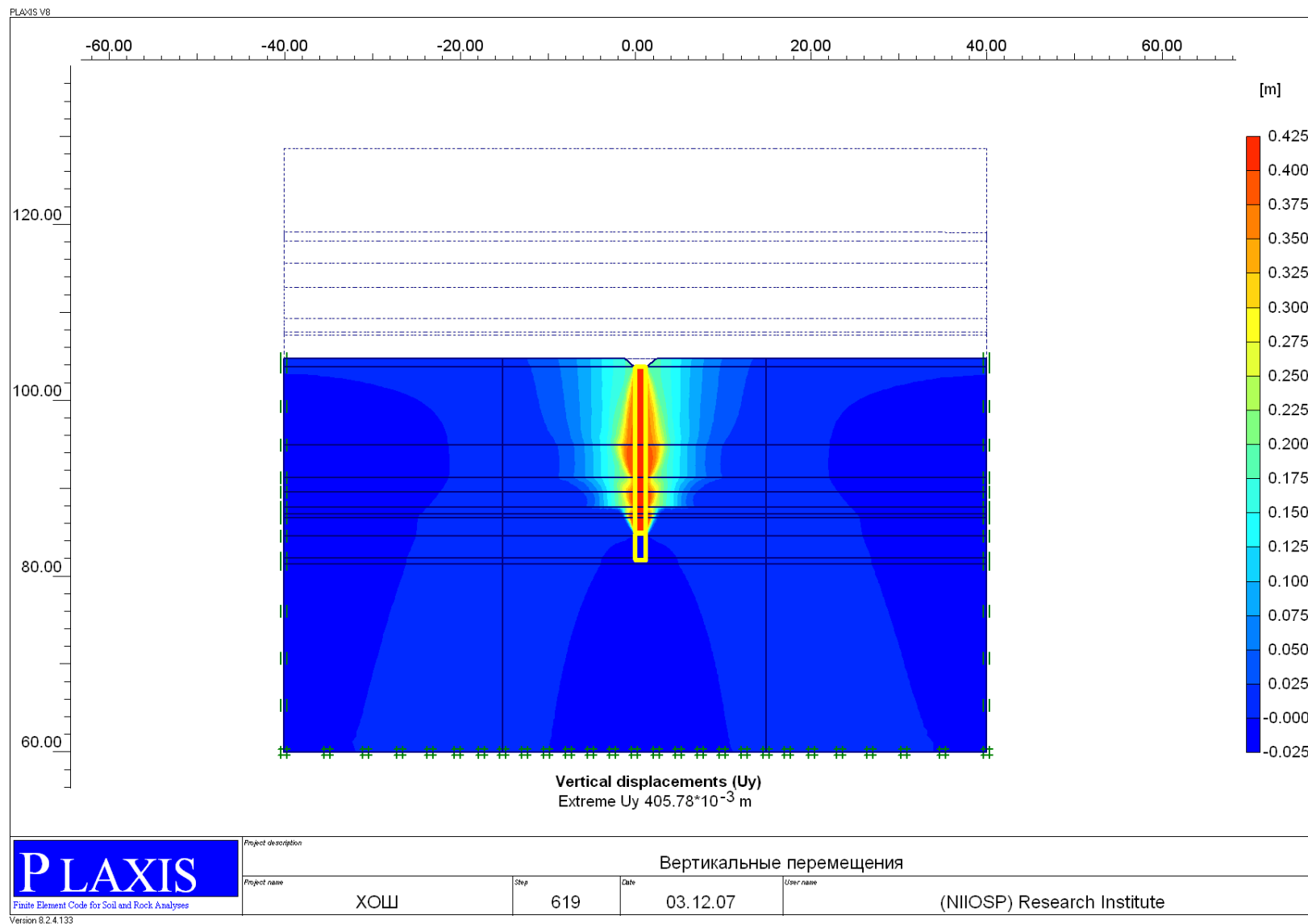


Рис .50. Вертикальные перемещения. (случай 1)

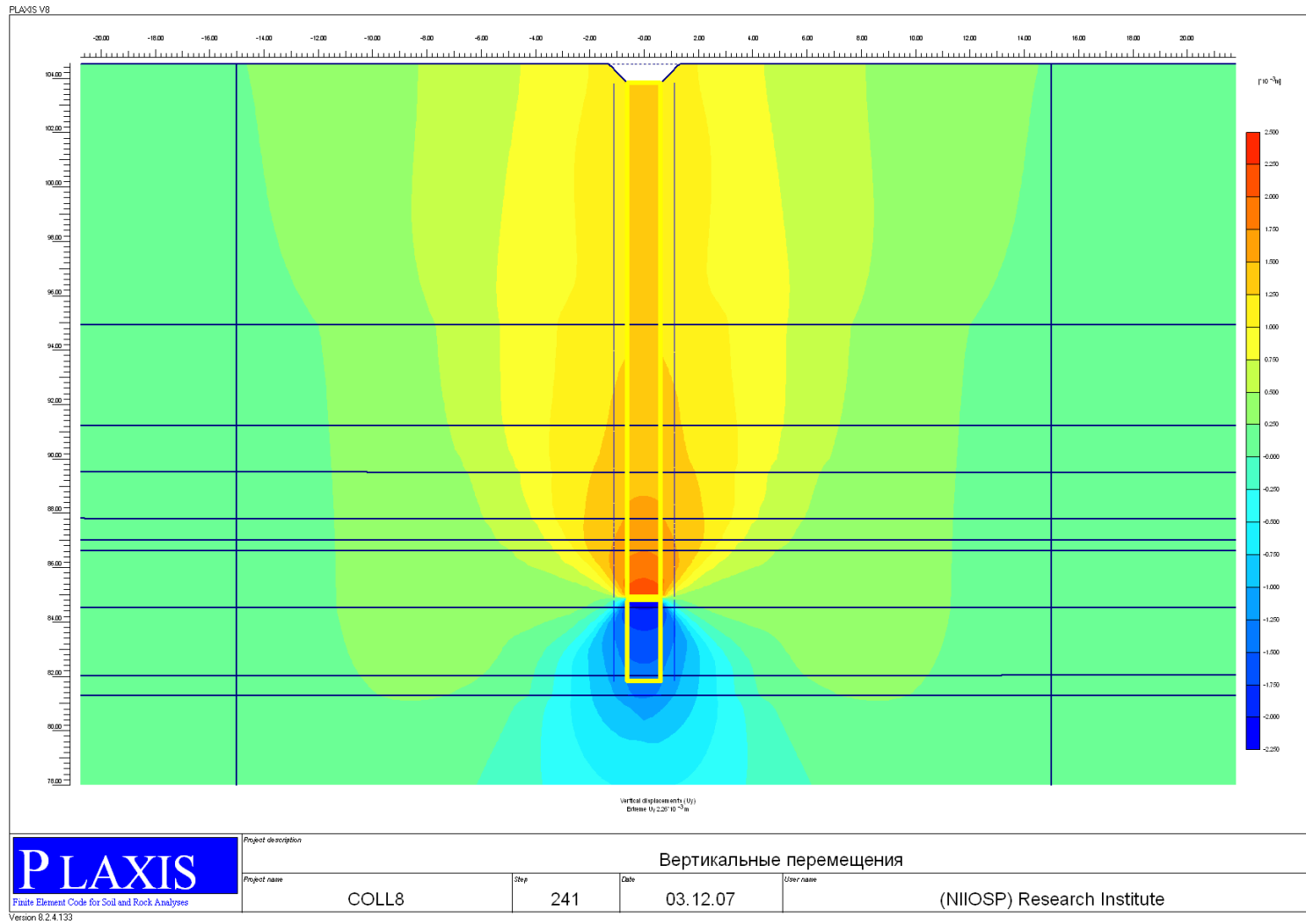


Рис. 51. Вертикальные перемещения (случай 2)

Как уже указывалось, испытания свай по методу Остерберга не соответствуют существующей нормативной литературе. Кроме этого, геотехников интересует несущая способность свай при приложении нагрузки сверху, а также зависимость осадки от нагрузки (паспорт свай) для вычисления коэффициента жесткости свай, являющегося одним из основных параметров при расчёте конструкций здания.

В связи с этим был выполнен расчёт свай по несущей способности с максимальной нагрузкой в 20.1 МН для двух случаев:

1. Вокруг свай имеются как известняки, так и прослой глины (в соответствии с скважиной №29, рис.42).
2. Вокруг свай расположены только известняки, кроме первого слоя (в соответствии со скважиной 30, рис.42).

Как в первом, так и во втором случаях использовались уточненные характеристики грунта.

В соответствии с результатами расчётов было получено, что при данной нагрузке осадка свай в первом случае составляет 9,5мм, во втором – 6,5мм.

Разницу в значениях осадки можно объяснить тем, что известняки верхних слоёв при наличии под ними прослоев глины, не обладая достаточной жесткостью для восприятия данной нагрузки, прогибаются, сжимая и выдавливая глинистую прослойку, не способную к восприятию такой нагрузки, и передает ее на нижележащие слои известняка,

Полученные значения близки к значениям осадки, представленным в отчёте фирмы LOADTEST (8мм).

Поверочный расчет показал, что несущая способность свай обеспечена с достаточным запасом надежности.

На основании проведенных испытаний были сделаны следующие выводы:

- Измерения усилий (относительных перемещений) в теле свай показали, что напряжения резко затухают и через 4 м составляют 20%, а через 7 м практически равны нулю (составляют 5% от приложенной нагрузки).
- Расчетное сопротивление свай по боковой поверхности для грунта слоя 11 может быть принято – $10,5 \text{ МН/м}^2$, а для грунта слоя 12 – $11,3 \text{ МН/м}^2$
- Значения механических характеристик грунтов слоев 11 и 12, представленные в отчете по инженерно-геологическим изысканиям, сильно занижены, особенно в части модуля деформации. Для дальнейших поверочных расчетов могут быть приняты значения, полученные в результате решения обратной задачи.

- Максимальная расчетная осадка сваи при максимальной нагрузке на нее в 20.1 МН составляет 9.5 мм для расчетного случая №1 и 6,5 мм для расчетного случая №2.
- Поверочный расчет показал, что несущая способность сваи обеспечена с достаточным запасом надежности.

8. Геотехнический мониторинг при строительстве

ММДЦ «Москва-Сити»

Геотехнический мониторинг является важнейшей частью работ, проводимых в рамках научно-технического сопровождения. На территории ММДЦ можно выделить общеплощадочный мониторинг и мониторинг, проводимый на каждом участке.

Мониторинг всей территории ММДЦ «Москва-Сити» включает в себя:

- *наблюдения за перемещениями массива грунта, окружающего всю территорию ММДЦ.*
- *наблюдения за уровнем подземных вод.*
- *наблюдения за состоянием окружающих зданий, сооружений (включая транспортные эстакады, мосты и гранитную набережную р. Москвы) и подземных коммуникаций.*
- *наблюдения за состоянием сооружений ММДЦ в процессе строительства и эксплуатации метрополитена.*
- *наблюдения за состоянием строящихся объектов с помощью постоянно действующей системы.*
- *наблюдения за вибрационными и динамическими воздействиями, а также возможной сейсмической активностью территории.*

Мониторинг отдельных участков включает в себя:

- *наблюдения за состоянием ограждающих конструкций, распорок и инъекционных анкеров.*
- *наблюдения за перемещениями грунта, окружающего отдельные участки.*
- *наблюдения за состоянием коммуникаций, расположенных между участками.*
- *наблюдения за состоянием существующих сооружений, окружающих площадку застройки.*
- *мониторинг строящихся сооружений.*
 - *измерения усилий и деформаций, возникающих в стволе свай;*

- измерения контактных напряжений под плитой или плитным ростверком;
- измерения послойных деформаций грунта в основании фундаментной плиты или межсвайном пространстве;
- измерения усилий, возникающих в арматуре и бетоне монолитных железобетонных фундаментных плит и плитных ростверков;
- измерения кренов фундаментов и конструкций подземной части зданий;
- измерения осадок фундаментов зданий;
- измерения вибрационных воздействий.

Подробнее о методах ведения мониторинга см. статью «Геотехнический мониторинг при строительстве и эксплуатации подземных сооружений».

Благодаря совместному труду изыскателей, проектировщиков, строителей и ученых успешно решаются задачи по возведению уникального комплекса зданий ММДЦ «Москва-Сити», не имеющего аналогов в отечественной и мировой практике.

В написании статьи принимали участие ведущие специалисты НИИОСП им. Н.М.Герсеванова: Кисин Б.Ф., Мещанский А.Б., Китайкин В.А., Ястребов П.И.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Общие положения к техническим требованиям по проектированию жилых зданий высотой более 75 м/ Правительство Москвы; ОАО ЦНИИЭП Жилища и др.- М., 2002.
2. СНиП 2.02.01-83*. Основания зданий и сооружений/ Госстрой РФ; НИИОСП им. Н.М. Герсеванова.
3. СНиП 2.02.03-85. Свайные фундаменты/ Госстрой РФ; НИИОСП им. Н.М. Герсеванова.
4. СП 50.101-2004. Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений/ Госстрой РФ; ФГУП НИИОСП им. Н.М. Герсеванова.
5. СП 50.102-2003. Проектирование и устройство свайных фундаментов/ Госстрой РФ; ФГУП НИИОСП им. Н.М. Герсеванова.
6. МГСН 2.07-2001. Основания, фундаменты и подземные сооружения/ Правительство Москвы; ГУП НИИОСП им. Н.М. Герсеванова и др.
7. Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 2.02.01-83)/ НИИОСП.- М.: Стройиздат, 1986.- 415 с.
8. Тер-Мартirosян З.Г., Теличенко В.И., Королев М.В. Проблемы механики грунтов, оснований и фундаментов при строительстве многофункциональных высотных зданий и комплексов// Вестник МГСУ.- 2006.- №1.- С.18-27.

9. Улицкий В.М., Шашкин А.Г., Шашкин К.Г. Высотное строительство в Санкт-Петербурге// Реконструкция городов и геотехническое строительство.- 2005.- №11.- С.56-66.
10. Безволев С.Г. О проектировании и расчетах оснований и фундаментов высотных зданий в инженерно-геологических условиях Москвы// Механизация строительства.- 2007.- №1.- С.12-17 (начало) и 2007.- №2.- С.9-14 (окончание).
11. Федоровский В.Г., Колыбин И.В. Расчеты и проектирование оснований и фундаментов// Современное высотное строительство.- М.: ГУП «ИТЦ Москомархитектуры», 2007.- С.255-261
12. Катценбах Р., Шмитт А., Рамм Х. Основные принципы проектирования и мониторинга высотных зданий Франфурта-на-Майне. Случаи из практики// Реконструкция городов и геотехническое строительство.- 2005.- №9.- С.80-99.
13. PLAXIS 3D *Foundation* v.1.6/ Eds R.B.J. Brinkgreve & W. Broere.- Abingdon e.a.: Balkema, 2006.
14. Петрухин В.П., Безволев С.Г., Шулятьев О.А., Харичкин А.И. Эффект краевой сваи и его учет при проектировании плитного ростверка// Развитие городов и геотехническое строительство.- 2007. – №11.- С.90-97
15. Харичкин А.И., Безволев С.Г., Шулятьев О.А. Практическое исследование эффекта краевой сваи// 75-лет НИИОСП им. Н.М. Герсеевича: Сборник научных трудов.- М., 2006.- С.202-211
16. Безволев С.Г. Автоматизированные средства для расчета фундаментных плит// Механизация строительства.- 2003.- №12.- С.15-18 (начало) и 2004.- №5.- С.20-21 (окончание).