УДК 624.15

О.А. Шулятьев

НИИОСП им. Н.М.Гесеванова, ОАО «НИЦ «Строительство», Москва, Россия

ФУНДАМЕНТЫ ВЫСОТНЫХ ЗДАНИЙ

Рассматриваются особенности инженерно-геологических и инженерно-геотехнических изысканий, расчетов, проектирования и мониторинга основных типов фундаментов высотных зданий: плитных, свайно-плитных и свайных, примеры строительства высотных зданий на данных типах фундаментов и результаты мониторинга. Оценивается влияние коэффициента переуплотнения, механической анизотропии и консолидации на конечную осадку фундамента. Даются рекомендации по проектированию фундаментов высотных зданий.

Ключевые слова: высотные здания, плита, плитно-свайный, свая, фундамент, коэффициент переуплотнения, анизотропия.

O.A. Shulyatyev

NIIOSP Research Center "Civil Engineering", Moscow, Russian Federation

FOUNDATIONS OF HIGH-RISE BUILDINGS

This article discusses the features of soil investigation, calculations, design and monitoring of main types of foundations of high-rise buildings: raft, piled-raft and piled. Examples of the construction of tall buildings these types of foundations and monitoring results are considered. Influence factor of overconsolidation, the mechanical anisotropy and the consolidation on the foundation settlements evaluated. Recommendations for the design of foundations of high-rise buildings are given.

Keywords: high-rise buildings, raft, pile-raft, pile, foundation, over consolidation, anisotropy

Введение

Объем строительства высотных зданий постоянно увеличивается¹. В настоящее время уже построено несколько сотен зданий высотой выше 200 м. Общеизвестными лидерами в строительстве высотных зданий в последнее время являются Китай и Объединенные Арабские Эмираты. Самое высокое здание в мире высотой 828 м – Burj Khalifa – было построено в Дубае в 2010 г. В настоящее время ведется строи-

---

¹ В соответствии с принятой в России классификацией все здания выше 75 м считаются высотными. Высотные здания высотой выше 100 м относятся к уникальным и имеют повышенный уровень ответственности. Согласно международной классификации здания делятся на высокие – высотой выше 30 м, небоскребы – выше 150 м и сверхвысокие небоскребы – выше 300 м.

тельство в Джидде (Саудовская Аравия) башни Kingdom Tower высотой 1 км. В России высотные здания строятся кроме Москвы, где только на Москва-СИТИ расположено 20 небоскребов (рис. 1), в Санкт-Петербурге, Екатеринбурге, Ханты-Мансийске, Грозном, Красногорске и других городах. В Санкт-Петербурге ведется строительство башни Лахта-Центр высотой 463 м, которая после окончания строительства будет выше башни Меркурий Сити Тауэр (высотой 339 м), расположенной в Москва-СИТИ, которая в настоящее время является самым высоким зданием в Европе.

Рис. 1. Высотные башни Москва-СИТИ

При строительстве фундаментов высотных зданий возникает ряд особенностей, которые необходимо учитывать при проектировании:

1. Давление по подошве фундамента высотных зданий может быть на порядок выше, чем для зданий высотой до 75 м, что требует проведения специальных лабораторных и полевых изысканий.

2. Особенности инженерно-геологических изысканий.

3. Действующие нормы² распространяются на расчёт несущей способности сваи длиной 35 м (сопротивление по нижнему концу сваи) и 40 м (сопротивление по боковой поверхности), что может быть недостаточно для проектирования фундаментов высотных зданий.

4. Большие нагрузки (1–2 МПа), передаваемые на грунт основания, требуют учитывать в расчете прочностные и деформационные характеристики скальных и нескальных грунтов с $E > 100$ МПа, считаю-

---

² СП 24.13330.2011. Свайные фундаменты. / Минрегион РФ; НИИОСП, 2010.

щихся в соответствии с действующими нормами³ несжимаемыми, а также увеличенную зону распределения напряжений в грунте в плане и по глубине, что может привести к увеличению слоев грунта, воспринимающих нагрузку от фундамента. Особенно сильно это может сказаться при неравномерном залегании слоев.

5. Увеличение размеров (глубины и ширины) сжимаемой толщи в массиве грунта приводит к увеличению сроков завершения консолидации грунта и растягиванию процесса осадки во времени.

6. В случае если основание сложено грунтами с разными коэффициентами консолидации (как первичной, так и вторичной), необходимо учитывать возможность возникновения в результате такого неравномерного напряженно-деформированного состояния грунта (на промежуточной стадии консолидации) одновременного окончания процессов консолидации различных видов грунтов и, как следствие этого, возникновения крена здания, превышающего предельные значения.

7. Высокая чувствительность к крену.

8. Увеличение размеров деформируемой области грунта основания приводит к оказанию большего влияния на окружающие здания и сооружения, в том числе водонесущие коммуникации, что необходимо учитывать в расчете.

В настоящей статье рассматривается опыт проектирования фундаментов высотных зданий, накопленный за последние 15 лет, с учетом данных особенностей. Вопросы испытания большенагруженных свай и геотехнического мониторинга, являющиеся важными элементами проектирования высотных зданий, подробно рассмотрены в предыдущих публикациях [1, 2].

1. Особенности инженерно-геологических изысканий

Описанные выше особенности высотных зданий, в частности большие сосредоточенные нагрузки (до 2 МПа и более), глубина изысканий (до 100 м и более) и площадь фундамента здания, принимая высокую чувствительность здания к крену, вызванному неравномерными деформациями фундамента, приводят к необходимости использования в качестве основания более прочных грунтов, находящихся, как правило, в переуплотненном состоянии, или скальных грунтов. Однако при

---

³ СП 22.13330.2011. Основания зданий и сооружений. / Минрегион РФ; НИИОСП. – М., 2010.

этом проектировщик сталкивается со следующей проблемой: для уплотненных грунтов (моренных, меловых, юрских, каменноугольных отложений и др.) в существующей нормативной литературе отсутствуют методики интерпретации компрессионных испытаний (переводной коэффициент от компрессионного к общему модулю деформации) и определение механических свойств грунтов (E , c и ϕ) по результатам статического и динамического зондирования.

Такое положение приводит к тому, что существующие методики обработки полевых и лабораторных (компрессионных) испытаний не подходят для получения характеристик грунта при строительстве высотных зданий⁴ [3–5]. Следует отметить, что перечисленные выше полевые и лабораторные исследования составляют 90 % всех выполняемых в настоящее время испытаний.

Возникший конфликт можно решить путем обработки уже имеющихся и накопления новых экспериментальных данных для получения зависимостей для перечисленных выше грунтов в рабочем интервале нагрузок.

В частности, для юрских отложений имеющиеся в НИИОСПе результаты экспериментальных исследований позволяют предложить следующий коэффициент перехода от компрессионных испытаний к штамповым (табл. 1)⁵. Штамповый модуль определен по результатам испытаний грунтов в скважинах ($F_{шт} = 600 \text{ м}^2$). Компрессионный модуль определен в диапазоне давлений 0,1–0,6 МПа (при вычислении $E_{компр}$ использовался коэффициент бокового расширения $\mu = 0,42$; $\beta = 0,40$).

Т а б л и ц а 1

Зависимость коэффициента перехода m от компрессионного модуля к штамповому при различных значениях коэффициента пористости грунта

Коэффициент пористости e	$0,9 \leq e \leq 1,1$	$1,1 \leq e \leq 1,3$	$1,3 \leq e \leq 1,5$	$1,5 \leq e \leq 1,7$
Коэффициент перехода m	3,8	3,6	3,4	3,2

⁴ МДС 50-1.2007. Проектирование и устройство оснований, фундаментов и подземных частей многофункциональных высотных зданий изданий-комплексов / ФГУП «НИЦ Строительство»; ФГУП ЦПП. – М., 2007. – 15 с.

⁵ СТО 36554501-020–2010. Деформационные и прочностные характеристики юрских глинистых грунтов Москвы / ОАО «НИЦ «Строительство». – М., 2010.

Следует также учитывать, что при большой глубине сжимающей толщи, особенно в случае применения свайных фундаментов, возможно изменение механических характеристик грунта по глубине в одном ИГЭ, обусловленное природным давлением, воспринимаемым массивом грунта. В качестве примера на рис. 2 представлено изменение модуля общей деформации грунта по глубине для вендских глин. При изменении глубины отбора образцов грунта с 50 до 100 м модуль общей деформации меняется более чем в 2 раза со 120 до 270 МПа. В данном случае при выполнении расчетов был использован переменный модуль деформации.

Рис. 2. Изменение модуля деформации по глубине (по результатам компрессионных испытаний грунта)

Особая роль должна отводиться трехосным (например, стабилометрическим) испытаниям. Западный опыт проведения инженерно-геологических изысканий при строительстве высотных зданий указывает на необходимость использования стабилометров для определения прочностных и деформационных характеристик грунта. При этом, принимая во внимание, что образцы грунта приходится отбирать с больших глубин (до 100 м и более), находящихся под давлением 1–2 МПа, отметим, что важную роль играют грамотный отбор и сохране-

ние образца грунта, а также моделирование его природного напряженного состояния [5].

Для сохранения образца грунта следует при отборе использовать такие грунтоносы, которые отбирают образцы сразу в гильзы, используемые для компрессионных и стабилметрических испытаний, которые снабжены датчиками порового и общего давлений и проводят герметизацию образца в момент отбора⁶.

В случае если в процессе отбора образца грунта используется описываемый выше грунтонос, то начальное напряженное состояние в стабилметре должно создаваться по полученным значениям напряжений.

Лабораторные исследования грунтов должны моделировать работу грунта в основании высотного здания в условиях изменяющегося напряженно-деформированного состояния (НДС). В частности, испытания грунта в компрессионных приборах и приборах трехосного сжатия необходимо проводить с учетом НДС грунтового массива в диапазоне действующих в основании здания напряжений и предусматривать реконсолидацию образцов грунта, определение его структурной прочности на сжатие, давление предуплотнения и учет истории нагружения объема грунта в натуре. Программа испытаний должна включать определение характеристик упругой деформируемости (модуля упругости и коэффициента Пуассона), определенных по графикам разгрузки образцов, а также структурной прочности грунта на сжатие, определяемой по начальному перелому кривой сжатия согласно ГОСТ 12248–96.

Для определения параметров деформирования грунтов необходимо также предусматривать полевые испытания штампами и прессиометрами в количестве не менее 6 для каждого выделенного инженерно-геологического элемента. Программа полевых испытаний должна включать определение модулей общей и упругой деформации, соответственно по ветвям нагрузки и разгрузки графиков осадка – нагрузка. Для проведения штамповых испытаний твердых глин на больших глубинах была разработана специальная конструкция плоского штампа с выдвижными ножами [5]. Измерение перемещения при этом, чтобы исключить влияния трения по боковой поверхности сна-

---

⁶ А.с. № 1259133. Грунтонос / А.В. Голли, М.Б. Лисюк, О.А. Шулятьев.

ряда на результаты испытания, производилось непосредственно над лопастью винтового штампа.

Для расчета развития осадок фундамента во времени в процессе фильтрационной консолидации и ползучести грунта требуется определять величины коэффициентов фильтрационной C_v и вторичной C_α консолидации в рабочем интервале нагрузок. Лабораторные испытания при этом должны корректироваться в соответствии с результатами полевых исследований штампами и прессиометрами. На рис. 3 представлены одни из таких полевых результатов длительных штамповых испытаний вендских глин, выполненных на глубине 79 м от поверхности земли. В качестве штампа использовался нижний конец баретты [6].

Рис. 3. Развитие осадки нижнего конца баретты во времени [6]

Испытания проводились с помощью опускных домкратов методом Остерберга. Нетрудно заметить, что осадка после наступления

условной стабилизации по ГОСТ 20276–85 (0,1 мм/ч) еще продолжалась и увеличилась за время наблюдений – 16 сут – почти в 2 раза (с 19 до 34 мм). Данные результаты после обработки использовались для уточнения параметров вторичной консолидации. Полученные значения в 2–3 раза ниже значений, полученных в процессе лабораторных испытаний, что может быть объяснено нарушением структуры грунта при подъеме, отборе, транспортировке и подготовке образца к испытаниям [6].

Принимая во внимание большие нагрузки, отметим, что зона инженерно-геологических изысканий должна быть увеличена как по ширине (длине), так и по высоте. Данные значения следует определяться исходя из результатов расчета, проведенного численными методами. При этом по ширине (длине) зона изысканий должна превышать ширину (длину) подошвы фундамента не менее чем на $1/2B$ в каждую сторону, где B – ширина подошвы фундамента, по высоте – не менее чем $1/2B$ ниже подошвы фундамента.

Определение деформационных характеристик следует осуществлять на основе комплекса лабораторных исследований, включающих одновременно компрессионные и стабилметрические испытания, а также полевых исследований, включающих испытания штампом или прессиометром. Основными испытаниями следует считать стабилметрические и штамповые. В случае испытания прочных грунтов и (или) на большой глубине модуль деформации следует принимать по прессиометрическим испытаниям с введением коэффициента перехода к штамповым испытаниям с учётом коэффициента анизотропии n_a (при её наличии), который определяется путём проведения параллельных испытаний (определения модуля деформации E) образцов грунта, вырезанных в вертикальном и горизонтальном направлениях, в компрессионных приборах, так как большинство грунтов, являющихся основанием фундаментов высотных зданий в силу своего генезиса как осадочные породы имеют ярко выраженную анизотропию в вертикальном и горизонтальном направлениях. На рис. 4, 5 явно прослеживается вертикальная слоистость вендской и воскресенской глин, имеющих модуль деформации грунта в горизонтальной плоскости в 2,5–3,5 раза больше аналогичной характеристики в вертикальной плоскости.

Рис. 4. Образец вендской глины

Рис. 5. Напластование воскресенской глины (11-й участок Москва-СИТИ)

2. Конструкции фундаментов

В связи с отмеченными выше особенностями при проектировании высотных зданий были разработаны основные принципы, основу которых заложил архитектор Витрувий в I в. н.э. в своем трактате «Десять книг об архитектуре» [7] и в дальнейшем развил Н.В. Никитин – инженер, ученый, исследователь, конструктор сталинских высоток [8, 9]:

1) стремиться создавать подземный объем такой, чтобы вес вынутого грунта при устройстве подземной части здания был равен весу здания;

2) снижать давление по подошве фундамента путем увеличения его площади за счет создания коробчатого фундамента и развития по площади подземной и стилобатной частей здания;

3) нагрузку на фундаменты передавать симметрично относительно центральной оси, используя соответствующую конструктивную схему здания;

4) жесткостные элементы (монолитные стены, лестничные клетки, лифтовые шахты и т.п.) располагать симметрично относительно центральной оси;

5) глубина заложения подошвы фундамента здания должна возрастать при увеличении высоты здания;

6) применять (при возможности) пирамидальную форму здания;

7) при увеличении высоты здания снижать предельно допустимое значение осадки фундамента.

Выбор конструкции фундаментов, кроме перечисленных выше принципов, зависит от физико-механических характеристик и характера напластования грунтов основания и нагрузок, передаваемых на них, формы и размеров высотного здания, размеров строительной площадки, наличия окружающих зданий, туннелей (метро) и подземных коммуникаций и т.п.

Основная классификация фундаментов высотных зданий представлена на рис. 6.

Рис. 6. Классификационная блок-схема фундаментов высотных зданий

В качестве **фундаментов на естественном основании**, принимая во внимание высокие нагрузки, передаваемые на фундамент, отметим, что во всем мире в основном применяется сплошная монолитная железобетонная плита. При соответствующем расчетном обосновании не исключено применение столбчатых или ленточных фундаментов.

Монолитная железобетонная фундаментная плита применяется, как правило, при давлении по подошве фундамента до 0,6 МПа (здание высотой до 100–120 м) и грунтах основания, представленных песками (за исключением пылеватых и рыхлых) или переуплотнёнными глинистыми грунтами, в том числе подверженными воздействию ледников (моренные, флювиогляциальные, каменноугольные и другие отложения), а также в случае расположения в основании фундамента скальных грунтов.

Рис. 7. Конструкции сплошной монолитной железобетонной плиты

В зависимости от инженерно-геологических условий, величины и схемы приложения нагрузки толщина фундаментной плиты может со-

ставлять 1,0–2,5 м и более (рис. 7, а). Для уменьшения высоты фундаментной плиты в местах действия максимальных продольных и поперечных сил, а также изгибающих моментов применяются рёбра жёсткости (рис. 7, б), располагаемые, как правило, по осям здания или уширения в зоне расположения колонн (рис. 7, в).

Сплошная монолитная железобетонная плита может также иметь коробчатую конструкцию (рис. 7, г), что при устройстве консолей (вылете фундаментной плиты за контур здания) позволяет расширить область применения данного вида фундамента. Примером устройства коробчатого фундамента являются сталинские высотки.

Фундаменты глубокого заложения подразделяются на фундаменты, изготавливаемые как без, так и с выемкой грунта. Без выемки грунта – сваи забивные и набивные. Стандартные забивные и задавливаемые сваи сечением 300×300 и 350×350 ввиду ограниченной несущей способности по стволу, как правило, применяются при давлении по подошве фундамента до 1 МПа, что примерно соответствует зданию высотой до 200 м. В противном случае необходимо выполнять фундаменты с выемкой грунта – сваи буронабивные или из стальных труб, баретты, кессоны, увеличивать площадь подошвы фундамента, создавая консоли.

Наиболее часто применяемым фундаментом глубокого заложения являются буронабивные сваи, которые могут быть выполнены практически в любых грунтовых условиях диаметром до 2 м и более. В России имеется опыт устройства буронабивных свай диаметром 2 м, глубиной 83 м в сложных грунтовых условиях Санкт-Петербурга.

Опускные колодцы (кессоны) применяются в случаях, когда грунт трудно поддаётся проходке при бурении, требуется передать сверхвысокие нагрузки на большую глубину и необходима высокая скорость выполнения строительно-монтажных работ. В настоящее время наиболее широко кессоны применяются при строительстве высотных зданий в Гонконге. Они изготавливаются в основном двух типоразмеров диаметром 3 и 5 м, длиной до 50 м и более [10].

В некоторых случаях эффективным является применение стальных трубчатых свай при строительстве на структурно-неустойчивых грунтах (в этом случае труба может служить неизвлекаемой обсадкой) полых круглых свай заводского изготовления с предварительно напряжённой арматурой или стальных свай из двутавров.

Основные конструкции фундаментов глубокого заложения, применяемые при строительстве высотных зданий, в зависимости от грунтовых условий и требуемой длины конструкций представлены в табл. 1.

При необходимости передачи нагрузки на большее количество свай (при наличии в основании фундамента грунта недостаточной несущей способности) выполняют коробчатый ростверк, выходящий за контур высотного здания [11], примененный, например, в Санкт-Петербурге на башне Лахта-центр.

Для повышения качества устройства гидроизоляции в некоторых случаях может быть применён двухслойный ростверк [12]. Нижняя часть ростверка (силовая бетонная подготовка) объединяет головы свай и служит основой для гидроизоляции (рис. 8). Такая конструкция позволяет, с одной стороны, качественно выполнить гидроизоляцию, с другой исключить передачу изгибающего момента на головы свай. Данная конструкция фундамента с успехом применена на многих высотных объектах Москва-СИТИ.

Рис. 8. Конструкция двухслойного ростверка (2–3-й участки Москва-СИТИ)

Таблица 1

Рекомендуемые конструкции фундаментов глубокого заложения

Грунтовые условия и длина свай		Типы свай					Баретты	Опускные колоды
		РСРА 300–400	Б		ВРС			(кессоны)
			Ø320 мм	Ø520 мм	Ø800–1500 мм	≥Ø1500 мм		Ø3–6 м
Грунты	пластичные глинистые	+	+	+	+	+	±*	+
	пески	+	+	+	+	+	+	±**
	гравий	+	+	+	+	+	+	+
	прочные, наклонные слои	—	—	—	—	—	+	+
Сопротивление зондированию, МПа	$q_c > 3$	+	+	+	+	+	+	+
	$Q_c > 5$	+	+	+	+	+	+	+
	$Q_c > 10$	—	—	±	+	+	+	+
	$q_c > 20$	—	—	—	±	±	+	+
	прочные породы	—	—	—	—	—	+	±
Длина свай, м	<20	+	+	+	+	+	+	+
	20–30	±	+	+	+	+	+	+
	30–40	—	+	+	+	+	+	+
	40–50	—	—	+	+	+	+	+
	50–60	—	—	—	+	+	+	+
	>60	—	—	—	-	+	+	+

Примечание. 1. Условные обозначения: А – железобетонные забивные сваи поперечным сечением от 300×300 до 400×400 мм; Б – сваи из стальных труб; В – буровые сваи; «+», «±» и «–» – конструкция сваи соответственно применима, возможна к применению и неприменима; q_c – удельное сопротивление грунта под конусом зонда. *При применении баретт в пластичных глинистых грунтах необходимо обеспечить условие устойчивости стенок баретты, для чего может быть повышена плотность бентонита или его уровень относительно поверхности земли за счет создания подсыпки. В некоторых случаях проводятся специальные мероприятия по закреплению слабого грунта. **Устройство опускных колодцев и кессонов в песчаных грунтах, обладающих плавунными свойствами, запрещено.

Свайно-плитный фундамент (СПФ) подразумевает включение в работу как свай, так и плиты. Он применяется в случаях, когда грунт под подошвой фундамента может включиться в работу и воспринять часть нагрузки. Данный тип фундаментов эффективен при «борьбе» с креном здания в случаях, если на фундамент действуют неравномерно приложенные нагрузки или фундамент под высотную часть не разделён осадочным швом от остальной, как правило подземной части здания, а также для снижения влияния нового строительства на существующие здания и сооружения. В целом такая конструкция фундамента является наиболее эффективной при строительстве так любимых современными архитекторами multifunctional комплексов, состоящих из высотных частей, объединенных единым стилобатом.

При проектировании СПФ приходится учитывать взаимодействие между грунтом основания, сваями и ростверком (плитой). По сравнению с традиционными методами расчет и проектирование СПФ требует применения более сложной модели взаимодействия между основанием и сооружением.

На основе накопленного опыта в настоящее время выработаны следующие положения для проектирования СПФ:

- применять несколько длинных свай вместо большого количества коротких;
- сваи располагать в зоне действия нагрузки;
- при расчёте несущей способности свай по материалу и их конструировании следует учитывать перегруженность угловых и периметральных свай относительно центральных;
- мероприятия по сохранению естественного состояния грунта под плитой должны являться составной частью проекта;
- между плитной частью ростверка и сваями выполнять зазор, который после включения фундаментной плиты в работу замоноличивается [13].

Исследования взаимодействия свай показали, что лучше использовать меньшее количество свай и располагать их в зоне приложения нагрузки (под колонной или пилоном), чем большее количество свай и высокий ростверк.

Для выравнивания нагрузки между центральными и периметральными сваями последние выполняются более короткими [14], возможно также повышение несущей способности (жесткости) централь-

ных свай по боковой поверхности или по нижнему концу путём инъекции цементного раствора или предварительного обжата грунта под нижним концом свай [15].

Сохранения естественного состояния грунта под плитой можно достичь путем недобора грунта на 1–1,5 м или устройства армированной силовой бетонной подготовки толщиной 200–250 мм, в которой оставляются отверстия для выполнения свай (рис. 9). В случае применения забивных свай их погружение осуществляется через предварительно пробуренные глубиной 1–2 м скважины диаметром $0,9B$, где B – сторона квадратного сечения сваи [16]. Данная глубина бурения должна определяться опытным путём или расчётом таким образом, чтобы не произошло разрушения силовой бетонной подготовки – с одной стороны и уплотнился грунт под плитой – с другой, тем самым более эффективно включившись в работу. Такой прием применяется на множестве объектов Москвы при устройстве свайно-плитных фундаментов.

Последнее положение требует пояснения. В обычной практике головы свай на определенную величину заводят в тело ростверка или силовой бетонной подготовки. В данном случае верх сваи срубается ниже бетонной подготовки, позволяя плитной части ростверка при нагружении здания опуститься до голов свай. Таким образом, можно регулировать процент вовлечения плиты и свай в работу фундамента.

Рис. 9. Погружение сваи через отверстие в силовой бетонной подготовке

3. Особенности расчета

Расчеты фундаментов высотных зданий выполняются, как и для фундаментов обычных зданий, по двум группам предельных состояний в соответствии с СП 22.13330.2011 и СП 24.13330.2011 с учетом нижеприведенных особенностей [17–20].

Согласно ГОСТ 27751⁷ коэффициент надежности по ответственности γ_n для зданий, имеющих 1-й уровень ответственности, должен быть больше 0,95, но не более 1,2 (здания высотой выше 100 м), имеющих 2-й уровень ответственности – $\gamma_n = 0,95$ (здания высотой выше 75 м).

Для различных элементов зданий российскими нормами допускается применять различные значения коэффициента γ_n . На данный коэффициент надёжности по ответственности следует умножать эффекты воздействия (нагрузочные эффекты)⁸, определяемые при расчете на основные сочетания нагрузок по первой группе предельных состояний. При расчете по второй группе предельных состояний коэффициент надежности по ответственности γ_n допускается принимать равным единице.

При расчете по 2-й группе предельных состояний значения прочностных характеристик следует принимать с доверительной вероятностью, равной 0,9.

При проектировании оснований зданий высотой 100 м расчетные значения модуля деформации E должны приниматься при коэффициенте надежности по грунту $\gamma_g = 1,1$, при высоте здания 500 м и более – $\gamma_g = 1,2$. Для промежуточных значений высоты здания γ_g следует определять по интерполяции.

Известно, что для высотных зданий не существует значений предельно допустимых величин деформаций основания, поэтому они определяются исходя из совместного расчета системы «основание – фундамент – здание» с учетом требований нормальной эксплуатации здания (работа лифтов, водонесущих коммуникаций, осадка соседних зданий и сооружений, в случае образования единого подземного про-

---

⁷ ГОСТ 27751–88*. Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения по расчёту.

⁸ Там же.

странства и др.), которые должны быть указаны в техническом задании на проектирование.

Определение величин нагрузок на основание и расчеты оснований, фундаментов и подземных частей здания следует выполнять, рассматривая совместную работу «основание – фундамент – здание».

При расчете оснований фундаментов высотных зданий по деформациям следует:

- учитывать зависимость деформационных и прочностных характеристик грунтов от длительности приложения нагрузок;
- расчет основания следует выполнять на основное сочетание постоянных, длительных и кратковременных нагрузок;
- расчет кренов фундаментов следует выполнять на основное сочетание постоянных, длительных и кратковременных (преимущественно ветровых) нагрузок. При этом величина крена должна складываться из крена от действия постоянных и длительных нагрузок i_l и кратковременных i_s .

При определении величины i_l принимается расчетный модуль деформации E , а при определении i_s – расчётное значение модуля упругости E_e .

При проектировании оснований и фундаментов высотных зданий в составе разноэтажных комплексов рекомендуется предусматривать их опережающее строительство по отношению к примыкающим малоэтажным частям. Расчет оснований фундаментов в этом случае, при фундаменте на естественном основании, следует выполнять для строительного случая, соответствующего отсутствию пригрузки и распора от малоэтажной части комплекса.

Для окончательных расчетов, как на стадии «Проект», так и на стадии «Рабочий проект», следует выполнять расчеты с учетом жесткости верхних строений здания и процесса монтажа.

3.1. Особенности расчета фундамента на естественном основании

При строительстве фундаментов высотных зданий на естественном основании, принимая более высокие требования к определению осадок, а особенно их неравномерности, отметим, что важным является учёт следующих факторов:

- подъем дна котлована;

- влияние ограждающей конструкции;
- взаимовлияние между фундаментами высотного здания и окружающей застройки, в том числе при строительстве разноэтажных комплексов;
- случайная неоднородность грунта основания;
- учет коэффициента переуплотнения грунта;
- развитие осадки во времени;
- механическая анизотропия;
- глубина сжимающей толщи.

При экскавации грунта из котлована происходит разуплотнение грунта в результате снятия нагрузки. Разуплотнение грунта вызывает **подъем дна котлована**, величина которого зависит от глубины котлована, его размеров в плане, механических характеристик и характера напластования грунта основания, наличия ограждающей конструкции, длительности выполнения работ по экскавации грунта из котлована и возведения конструкций здания и т.п.

Грунт в центральной части котлована в большей степени разуплотнен, чем в краевой, и, следовательно, будет иметь большую осадку. Это может негативно сказаться на напряженно-деформированном состоянии фундаментной плиты, а в случае расположения фундамента высотного здания со смещением от центра к одному из краев котлована и может привести к неравномерной осадке. Принимая во внимание особую чувствительность высотных зданий к неравномерной осадке, неравномерное разуплотнение необходимо учитывать путем применения моделей грунта, в которых механические характеристики зависят от напряженного состояния грунта и истории нагружения.

В качестве примера на рис. 10 представлены результаты измерения подъёма дна котлована при экскавации грунта из котлована с естественным откосом глубиной 10 м и размерами в плане 36×86 м [21]. Максимальный подъем наблюдался в центре котлована и составлял 36,2 мм, в краевой зоне котлована у откоса – 21,8 мм, а неравномерность подъема – 0,00 065.

Для снижения величины подъема дна котлована в случае применения свайного фундамента может быть выполнено устройство свай до выполнения работ по экскавации грунта из котлована.

Рис. 10. Поднятие дна котлована при экскавации грунта из котлована с естественным откосом глубиной 10 м и размерами в плане 36×86 м

Влияние ограждающей конструкции котлована на перемещение и деформацию фундаментной плиты.

Высотные здания, как правило, имеют подземную часть, выполненную под защитой ограждающей конструкции. Конструкция ограждения котлована (стена в грунте, шпунт и т.п.), расположенная вплотную к фундаментной плите и заглубленная ниже дна котлована, может создавать (если один или несколько краёв фундамента высотного здания располагаются рядом с ограждением котлована) неоднородное (несимметричное) напряжённое состояние в основании фундамента, что изменяет форму деформации фундаментной плиты и вызывает дополнительный крен здания⁹ [22–24]. Данное влияние ограждения котлована зависит от глубины котлована; материала, глубины заложения и способа выполнения ограждения котлована; размеров котлована в плане; грунтовых условий; нагрузок, действующих на фундамент от здания и других факторов. С учетом высокой чувствительности высотных зданий к неравномерным осадкам в нормативной литературе высотное здание рекомендуется размещать в центре котлована. В случае невозможности при проектировании следует учитывать его влияние совместным расчётом грунта основания, ограждения котлована и конструкций здания, включая фундамент. Если расстояние от края фундамента до ограждения котлована не превышает половины ширины подошвы фундамента, такой расчёт допускается не выполнять.

⁹ Фундамент для зданий и сооружений с эксцентриситетом: патент на полезную модель № 63378 / О.А. Шулятьев, Е.А. Егоров. БИ: 1210.

При расчете фундамента способ изготовления ограждающей конструкции имеет важное значение. На рис. 11 в качестве примера представлены осадки фундаментов комплекса разновысотных зданий рядом с ограждающей конструкцией котлована.

Рис. 11. План фундаментов с выделением мест расположения высотных частей здания (а), расчетная схема (б) и результаты расчета осадки (в) при $k = 0,33$ (в) и (г) – то же при $k = 1$

Грунт основания – пески среднезернистые средней плотности. Сравнение полученных значений показало, что при глубине заложения ограждения котлована, выполненного в виде «стены в грунте», в зависимости от того, какой принимается коэффициент k снижения прочностных характеристик грунта на границе со стеной в грунте, наблюдается различный характер распределения осадок фундаментов и даже крена зданий.

Примечание. Коэффициент $k = 0,33$ соответствует устройству траншейной стены в грунте (стена в грунте устраивается под бентонитовым раствором), $k = 0,66$ – стена в грунте устраивается насухо (например, из буросекущих свай с обсадкой).

При строительстве высотных зданий в составе многофункциональных комплексов необходимо учитывать взаимовлияние между фундаментами высотного здания и остальными частями комплекса, в том числе гаражной и (или) подиумной частями.

Для снижения влияния высотного здания на остальные части комплекса могут быть выполнены следующие мероприятия:

1) между фундаментом высотного здания и остальной частью комплекса устраивается осадочный шов и в первую очередь возводится высотная часть здания;

2) аналогично п. 1, но устраивается временный технологический шов шириной 1,0–1,5 м, который впоследствии омоноличивается;

3) производится одновременное строительство высотного здания и остальной части комплекса вне зоны влияния, величина которой должна определяться расчетом. Для предварительных оценок величина зоны влияния может быть принята равной $0,5B$, где B – ширина подошвы фундамента высотного здания. После завершения строительства высотного здания выполняется строительство части комплекса, прилегающей к высотному зданию;

4) высотное здание и конструкция комплекса или его часть, ближайшая к высотному зданию, выполняются на свайном фундаменте;

5) между фундаментами высотного здания и остальной части комплекса выполняется отсечная стенка или геотехнический барьер¹⁰;

---

¹⁰ СТО 36554501-007–2006. Проектирование и устройство геотехнического барьера в вертикальной или наклонной плоскости методом компенсационного нагнетания; Петрухин В.П., Шулятьев О.А., Мозгачёва О.А. Способ возведения зданий комплексной застройки. Патент № 2391464. БИ. № 16 – 2010.

6) выполняется единая фундаментная плита, при этом для восприятия изгибающих моментов и поперечной пересекающей силы, возникающих на границе между высотной частью здания и остальной частью комплекса вследствие резкого изменения величины приложенной нагрузки, создается коробчатый фундамент с консолями, выступающими за контур высотного здания;

7) аналогично предыдущему пункту, но для восприятия нагрузки от высотного здания устраивается свайный фундамент [16].

Случайная неоднородность грунта основания. В соответствии с п. 14 раздела 6.6.2 Еврокода 7¹¹ для фундаментов на естественном основании следует учитывать, что неравномерные осадки возможны, даже если в соответствии с расчетом неравномерность отсутствует, что важно при расчете разности осадок и особенно крена при проектировании фундаментов высотных зданий.

Крен высотного здания, вызванный случайной неоднородностью грунта, зависит от механических характеристик грунта (в большей степени от модуля деформации), глубины сжимаемой толщи и в конечном итоге от средней осадки фундамента. Принимая во внимание тот факт, что при увеличении средней осадки фундамента случайный крен увеличивается, следует учитывать один из принципов проектирования фундаментов высотных зданий – «с увеличением высоты здания допускаемая осадка должна уменьшаться».

Случайная неоднородность грунта основания учитывается путем введения дополнительных требований к определению значений механических характеристик грунта, в частности коэффициента надежности по грунту для модуля деформации грунта E . При этом для предварительных расчетов предельные осадки фундаментов высотных зданий рекомендуется принимать при высоте до 200 м не более 20 см, 300 м и более – 10 см, для промежуточных значений – по интерполяции. Окончательные значения предельных осадок и их неравномерность должны приниматься на основании совместного расчета системы «основание – фундамент – сооружение».

Расчет осадки фундаментов с основанием из **переуплотненных грунтов**. Переуплотненные грунты характеризуются тем, что в про-

---

¹¹ EN 1997-1: 2004(E). Еврокод 7: Геотехническое проектирование. Часть 1: Общие правила.

цессе формирования они были подвержены большим вертикальным нагрузкам, чем действуют в настоящее время, и для них $OCR > 1$. Это могло быть связано с наличием ледника (ледников) в ледниковые периоды, перемещениями массивов грунта и изменением уровня поверхности воды в результате действия геологических и тектонических процессов и другими явлениями. В связи с этим при расчете основания, представленного переуплотненным грунтом, важно учитывать давление предуплотнения (максимальную вертикальную нагрузку, действовавшую в процессе истории формирования на грунт) и горизонтальные напряжения, которые в отличие от вертикальных «помнят» историю нагружения. В частности, до давления предуплотнения процессы уплотнения грунта должны описываться по кривой реконсолидации (в простейшем случае – при применении упрощённых моделей грунта – модуль деформации должен задаваться упругим), а горизонтальные напряжения – путем введения соответствующего коэффициента бокового давления. На рис. 12 представлены значения K_0 , полученные экспериментально для различных видов грунтов (в основном глинистых) при различных значениях OCR [25]. Как видно из графика K_0 в большей степени зависит от максимального исторического давления, чем от вида грунта и может изменяться в широких пределах от 0,4 до 3. В случае отсутствия экспериментальных данных по определению K_0 он может быть определен по следующей формуле:

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

Примечание. В процессе определения характеристик переуплотненных грунтов при испытаниях в стабилометре необходимо задавать начальное напряженное состояние с учетом истории нагружения. Для этого предварительно в процессе компрессионных испытаний определяются коэффициент переуплотнения грунта OCR (*over consolidation relation*) и давления предуплотнения p_c .

Значения OCR и K_0 , определенные для вендских [5] и воскресенских глин, укладываются в рассматриваемый диапазон уравнения (1) (см. рис. 12).

Рис. 12. Зависимость коэффициента бокового давления K_0 от коэффициента переуплотнения грунта OCR

Увеличение коэффициента бокового давления K_0 за счет переуплотнения грунта приводит к снижению осадки фундамента и перераспределению усилий между сваями. На рис. 13 представлена зависимость осадки грунта от коэффициента OCR, рассчитанная применительно к башни ОДЦ Охта [11]. Максимальные изменения наблюдаются при изменении OCR с 1 до 1,5 осадка условного фундамента снижается на 30 %.

Рис. 13. Зависимость осадки фундамента от коэффициента переуплотнения грунта

Расчёт развития осадки фундаментов во времени. Для простоты расчетов условно конечную осадку фундаментов можно представить состоящей из следующих трех компонентов (рис. 14):

$$S = S_d + S_c + S_v \quad (2)$$

где S_d , S_c , S_v – осадки фундамента в результате соответственно пластических деформаций грунта без изменения объема, фильтрационной (первичной) консолидации и ползучести (вторичной консолидации).

Рис. 14. Развитие осадки фундамента во времени

Осадка S_d происходит в результате пластических деформаций в зоне предельного состояния грунта, которые возникают, как правило, в краевой зоне фундамента за счет объемных сдвиговых деформаций в условиях отсутствия дренажа без изменения объема. Данный вид осадки происходит в основном в период строительства.

Осадка S_c вызвана уплотнением грунта за счет выдавливания воды из пор грунта и описывается уравнением фильтрационной консолидации. Она развивается с момента приложения нагрузки до полного рассеивания порового давления.

Осадка S_v вызвана объемными пластическими деформациями грунта после завершения процесса фильтрационной консолидации.

Осадки S_c и S_v характерны для пылевато-глинистых грунтов (в большей степени для глин и суглинков, в меньшей – супеси). Их значения, а также время фильтрационной консолидации зависят в большей степени от содержания глинистых частиц и начальной влажности грунта.

Осадка фундамента происходит практически сразу после приложения нагрузки. Значения осадок S_c и S_v отсутствуют.

После окончания строительства здания осадка фундамента ($S_f = S_c + S_v$) для пылевато-глинистых грунтов может составлять 100 % и более от осадки здания в процессе строительства. Она зависит от грунтовых условий, природного напряженного состояния грунта (истории нагружения), ширины подошвы фундамента, нагрузок, действующих на фундамент и т.п. Для расчета развития осадки во времени необходимо в процессе лабораторных испытаний определять значения коэффициентов первичной C_v и вторичной C_α консолидаций.

Определение значения коэффициента вторичной консолидации C_α требует проведения длительных лабораторных и полевых испытаний, высокого качества выполнения работ по отбору, транспортировке и подготовке образца грунта к испытаниям. Его значение зависит от содержания глинистых частиц, плотности, истории нагружения (коэффициента переуплотнения грунта OCR), приложенной нагрузки и других факторов и может изменяться от 0,005 до 0,02 для нормально уплотненного грунта, для грунтов, имеющих высокие значения числа пластичности $C_\alpha \geq 0,03$, для переуплотненных грунтов, при нагрузках, не превышающих давление предварительного уплотнения ($P_{пор}$), $C_\alpha \leq 0,01$.

Ориентировочные значения величины осадки фундамента после окончания строительства (S_f) можно определить по следующей формуле:

$$S_f = k \cdot S_d, \quad (3)$$

где k – коэффициент, зависящий от вида грунта, может быть определен по табл. 4; S_d – значения осадки на момент окончания строительства.

Таблица 4

Значения времени завершения 90 % осадки после окончания строительства и коэффициента k

№ п/п	Вид грунта основания фундамента	Время завершения 90 % осадки после окончания строительства, год	Значение коэффициента k
1	супесь	0,5–1	0,2
2	суглинок	1–3	0,2–0,5
3	глина	2–5	0,5–1,0

Примечание. Данную таблицу допускается рассматривать только применительно к фундаментам высотных зданий, в основании которых залегают переуплотненные глинистые грунты.

Максимальная осадка многофункциональных комплексов [26], состоящих из разноэтажных зданий на единой фундаментной плите, снижается относительно осадки одиночных зданий комплекса до 50 %. Сокращается время продолжения осадок S_c и S_v и наступления стабильного состояния здания после завершения строительства.

Механическая анизотропия грунта. В силу своего генезиса осадочным породам, в большинстве случаев являющихся основанием фундаментов высотных зданий, присуща механическая анизотропия, вызванная накоплением осадка в разные периоды времени года. Механическая анизотропия грунта основания характеризуется коэффициентом анизотропии $n_a = E_v/E_h$. При $n_a = 1$ грунт изотропен, при $n_a < 1$ – модуль деформации в горизонтальном направлении (E_h) больше модуля деформации в вертикальном (E_v) и наоборот при $n_a > 1$.

Наличие анизотропии сказывается на распределении усилий в основании фундаментов. В случае $n_a < 1$ происходит рассеивание напряжений по глубине, а следовательно, и уменьшение глубины сжимаемой толщи и осадки фундамента. При $n_a > 1$, наоборот, – концентрация напряжений по вертикальной оси, увеличение глубины сжимаемой толщи и осадки фундамента.

Для учета механической анизотропии грунта в формулу Буссинеска (4) вводится коэффициент концентрации Ψ (модель Иванова – Гриффитса – Фредиха):

$$\sigma_z = \frac{\Psi N \cos^\Psi Q}{2\pi R^2}. \quad (4)$$

Значения коэффициента концентрации Ψ в зависимости от коэффициента анизотропии n_a представлены на рис. 15. При $n_a = 1$ значение $\Psi = 3$ (для однородных и изотропных упругих сред). При этом S_z совпадает с решением Буссинеска.

Рис. 15. Зависимость коэффициента концентрации Ψ от коэффициента анизотропии n_a

При коэффициенте анизотропии $n_a = 3$ (среднее значение для описанных выше воскресенских и вендских глин) значение $\Psi = 2,5$, вертикальные напряжения уменьшаются на 17 % и соответствующим образом снижаются осадки фундамента.

Глубина сжимаемой толщи. Для контроля осадки фундаментов, выполненных численным методом, как правило, выполняется расчет инженерными методами: упругого полупространства и линейно-деформируемого слоя с учетом следующих особенностей:

- грунты с модулем деформации 100 МПа и более (принимая во внимание большие нагрузки, действующие по подошве фундамента) следует рассматривать как сжимаемые, и ограничивать ими глубину сжимаемой толщи не допускается;
- при большом заглублении фундаментов (30 м и более от поверхности земли) расчет осадки следует выполнять методом линейно-деформируемого слоя.

Примечание. При большом заглублении фундаментов среднее давление по подошве условного фундамента P может быть близко к $0,5\sigma_{zg}$ (σ_{zg} – удельный вес грунта на глубине заложения подошвы фундамента), что может привести к погрешности в определении глубины сжимаемой толщи методом упругого полупространства.

Расчет осадки фундамента высотного здания численным методом, с применением простейших моделей с упругой или упругопластической средой Мора – Кулона, может быть выполнен с использованием искусственного ограничения величины сжимаемой толщи.

В случае применения сложных моделей грунта, позволяющих учитывать зависимость деформационных характеристик грунта от напряженного состояния, изменение модуля деформации по глубине и начальное напряженное состояние, искусственное ограничение сжимаемой толщи грунта не всегда требуются.

3.2. Особенности расчета свайных фундаментов

Количество свай, их длина и расстановка в свайном поле принимаются на основании численного расчета в объемной постановке.

Важной особенностью расчета свайных фундаментов высотных зданий является то, что, как указывалось выше, действующие российские нормы распространяются на расчёт несущей способности свай длиной 35 м (сопротивление по нижнему концу сваи) и 40 м (сопротивление по боковой поверхности), что зачастую бывает недостаточным. Для свай длиной 60–80 м применение указанных значений, определенных для глубин 30–40 м, очень существенно занижает величины несущей способности свай, что неприемлемо. Так, несущая способность буронабивной сваи по результатам натурных испытаний на строительстве ОДЦ «Лахта» в 2 раза и более превысила значения, полученные по расчету. Возможно применение интерполяции значений, однако определенные таким путем величины представляются недостаточно обоснованными, к тому же они не учитывают реальные грунтовые условия.

В связи с этим опыт проектирования и строительства высотных зданий показывает необходимость выполнения натурных испытаний свай именно на стадии проектирования (на стадии «П»). На основании

полевых испытаний грунта сваями определяются параметры для расчета свайных фундаментов. До испытаний свай проводят численное моделирование одиночной сваи и всего свайного поля. Такие расчеты позволяют выбрать диаметр и длину свай, а также определить коэффициенты жесткости. По результатам расчета уточняются принятые расчетные модели грунта и взаимодействие его со сваями и проводятся уточняющие расчеты свайного основания, определяются коэффициенты жесткости.

Однако следует подчеркнуть, что в расчете свайного поля основным является не несущая способность одиночной сваи, а деформации грунта межсвайного пространства и ниже конца свай. В связи с этим расчет свайного фундамента должен выполняться численным методом в объемной постановке, моделирующим поведение каждой сваи.

При расчетах необходимо учитывать, наряду с отмеченными выше факторами (влияние ограждающей конструкции, случайная неоднородность грунта основания, коэффициент переуплотнения грунта, развитие осадки во времени, механическая анизотропия, глубина сжимающей толщи и др.), взаимодействие свай между собой в свайном поле и с грунтом, перегруженность крайних свай относительно центральных, чувствительность (высокую зависимость) результатов расчета к прочностным характеристикам грунта.

В соответствии с результатами мониторинга построенных высотных зданий, а также выполненного численного моделирования было определено, что угловые сваи в свайном поле перегружены в 2,5–4,0 раза по сравнению с центральными, а периметральные – в 1,5–2 раза. В связи с этим они должны быть заармированы соответствующим образом или, если это невозможно, иметь большее сечение.

Характерный пример такого перераспределения усилий в сваях представлен на рис. 16 (измерения выполнялись в процессе строительства фундаментов монолитного здания переменной этажности высотой 70–90 м на фундаменте из забивных призматических свай сечением 300×300 мм, длиной 11 м) [27].

Рис. 16. Результаты экспериментальных исследований усилий в угловых, периметральных и центральных сваях: а – фрагмент ростверка с размещенными на нем динамометрами (датчикам измерения усилий в сваях); б – динамометр; в – схема экспериментальной площадки с размещением свай, оборудованных динамометрами; г – график зависимости усилий в сваях от этажности (нагрузки)

Сваи «прошивают» пески разнородные от рыхлых до средней плотности и мягкопластичные суглинки и входят в пески гравелистые. Измерения усилий в сваях показали, что превышение усилия в краевой свае 2В над внутренними сваями 3А, 3В составило 30 %. Усилия в угловых сваях 1А, 1В с самого начала измерений были значительно больше усилий, измеренных в остальных сваях. К концу строительства здания разница достигла 1,9 раз по сравнению с краевой 2В и 2,3 раз по сравнению с усилиями во внутренних сваях 3А, 3В.

Перераспределение усилий между сваями в свайном поле зависит от шага свай, их длины и нагрузки, действующей на сваи, а также механических характеристик грунта.

В качестве примера на рис. 19 представлены результаты расчетов коэффициента влияния K_v (отношения усилий в угловых и периментальных сваях к центральным) соответственно при разном шаге свай d . Максимальные значения K_v получены при шаге свай $3d$, в дальнейшем при увеличении шага между сваями он уменьшается.

На рис. 17 представлена зависимость K_v от прочностных характеристик грунта в относительных единицах (относительно нормативных значений). В соответствии с приведенным примером при повышении прочностных характеристик на 30 % происходит увеличение K_v для угловой сваи с 2,2 до 3,1 раза, т.е. возрастает нагрузка на угловую сваю практически на 50 %. Для снижения перегрузки крайних свай в некоторых случаях они выполняются короче, изменяется шаг и (или) диаметр свай.

Распределение усилий в сваях в свайном поле должно определяться на основании расчетов в объемной постановке совместно с системой «основание – фундамент – здание». При этом, принимая во внимание зависимость распределения усилий в свайном поле от грунтовых условий, учитывая, что с увеличением механических (в первую очередь прочностных) характеристик грунта жесткость грунта основания и соотношение между усилиями в крайних и центральных сваях увеличиваются, расчеты необходимо выполнять с введением коэффициентов надежности по грунту γ_g как в сторону увеличения, так и в сторону снижения механических характеристик грунта, а подбор сечения и армирование осуществлять по самому неблагоприятному варианту.

Рис. 17. Интенсивность изменения коэффициента взаимовлияния свай в зависимости от шага их расположения в группе

3.3. Особенности расчета свайно-плитных фундаментов

При расчете свайно-плитного фундамента необходимо учитывать одновременную работу свай и плиты [28]. За исключением конструкций фундаментов, в которых оставляется зазор между верхом свай и плитной частью ростверка (о нем упоминалось выше), для включения в работу плиты требуется перемещение (осадка) фундамента на несколько десятков миллиметров, при этом свая, для набора максимальной несущей способности которой требуется несколько миллиметров, уже будет «сорвана» (будет преодолено предельное сопротивление по боковой поверхности). Это предъявляет особые требования к прочности сваи по материалу и программе испытания свай. Необходимо определять как минимальную $N_{\min}$, так и максимальную $N_{\max}$ несущие способности свай по грунту в соответствии с условиями 5 и 6. Расчет свайно-плитного фундамента необходимо выполнять на оба значения несущей способности свай по грунту:

$$N_{\min} = \gamma_0 \cdot F_d / (\gamma_n \cdot \gamma_k) \quad (5)$$

$$N_{\max} = \gamma_0 \cdot F_d \cdot \gamma_n \cdot \gamma_k \quad (6)$$

где γ_0 – коэффициент условия работы; F_d – несущая способность свай; γ_n – коэффициент по назначению; γ_k – коэффициент надежности по грунту.

Распределение общей нагрузки от здания между различными несущими конструкциями СПФ принято описывать с помощью коэффициента αCPRF , который устанавливает зависимость между нагрузкой на сваи ΣN и общей нагрузкой от здания $N_{\text{общ}}$:

$$\alpha\text{CPRF} = \Sigma N_{\text{свай}} / N_{\text{общ}} \quad (7)$$

Значения коэффициента αCPRF зависит от расстояния между сваями, грунтовых условий, уровня нагрузки, действующей на фундамент, длины свай и др.

На рис. 18 показан график зависимости относительной осадки, определяемой как отношение осадки СПФ ($S_{\text{СПФ}}$) к осадке плитного фундамента ($S_{\text{ПФ}}$), от коэффициента αCPRF (используются данные наблюдения за высотными зданиями, которые проектировались в Геотехническом институте и лаборатории Технического университета Дармштадта, Германия) [29]. Коэффициент αCPRF , равный нулю, соответствует плитному фундаменту без свай, $\alpha\text{CPRF} = 1$ характеризует группу изолированных свай, без учета работы плиты. Данный график можно использовать для предварительных расчетов осадки СПФ. Для этого первоначально находится αCPRF по формуле (7). Далее определяется отношение $S_{\text{СПФ}}/S_{\text{ПФ}}$, по которому, при известном значении осадки $S_{\text{ПФ}}$, определяется $S_{\text{СПФ}}$.

Для окончательных расчетов необходимо выполнять моделирование взаимодействия свай между собой, с грунтами и плитой в объемной постановке.

СПФ рекомендуется применять в следующих случаях:

- коэффициент $\alpha\text{CPRF} \leq 0,9$;
- в межсвайном пространстве отсутствуют прослойки слабого грунта (грунта, имеющего модуль деформации меньше модуля деформации грунта под подошвой ростверка);
- выполняется следующее условие: $E_{s,\text{top}}/E_{s,\text{bottom}} \leq 0,1$, где $E_{s,\text{top}}$ и $E_{s,\text{bottom}}$ соответственно модули деформации грунта под ростверком и на уровне нижних концов свай.

Рис. 18. Зависимости относительной осадки СПФ ($S_{СПФ}/S_{ПФ}$) от коэффициента α_{CPRF} [29]

Выводы и рекомендации

При проектировании фундаментов высотных зданий необходимо учитывать особенности инженерно-геологических изысканий, расчетов и проектирования.

В связи с высокой «чувствительностью» высотных зданий к крену при расчете фундаментов важным является учет механической анизотропии, начального напряженно-деформированного состояния и консолидации грунта, а также влияние ограждающей конструкции котлована.

При расчете свайных и плитно-свайных фундаментов следует учитывать взаимовлияние свай друг на друга, перегруженность угловых и периметральных свай относительно центральных, при проектировании с помощью конструктивных и технологических мероприятий выравнивать усилия в сваях.

При определении расчетных характеристик грунта коэффициент надежности по грунту должен приниматься как в сторону повышения механических характеристик грунта, так и в сторону понижения. Расчет свайного поля при этом должен выполняться для обоих случаев.

Исследования взаимодействия свай показали, что лучше использовать меньшее количество свай и располагать их в зоне приложения нагрузки (под колонной или пилоном), чем большее количество свай и высокий ростверк.

В процессе испытания грунта сваями необходимо определять раздельно сопротивление по боковой поверхности и по острию.

До выполнения расчетов свайных фундаментов рекомендуется уточнять механические характеристики грунта по результатам испытания свай и тестировать выбранную модель расчета.

Принимая во внимание уникальность высотных зданий и несовершенство нормативной базы, следует отметить, что важным является проведение всестороннего мониторинга на всех этапах строительства и после его завершения до стабилизации деформаций и научно-технического сопровождения проектирования и строительства.

Автор выражает глубокую благодарность главному специалисту О.А. Мозгачёвой и инженеру Е.В. Епифановой за подготовку рисунков и рукописи к печати.

Библиографический список

1. Correction of soil design parameters for the calculation of the foundation based on the results of barrettes static load test / O.Shuliatev, A. Dzagov, I. Bokov, S. Shuliatev // Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. – Paris, 2013.

2. Петрухин В.П., Шулятьев О.А., Мозгачева О.А. Научно-техническое сопровождение геотехнического проектирования и строительства высотных зданий. Мониторинг // Рос. архит.-строит. энцикл. Т. XIII. Строительство высотных сооружений. – М., 2010.

3. 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.

4. Труфанов А.Н., Игнатова О.И. Особенности инженерно-геологических изысканий для высотных зданий // Рос. архит.-строит. энцикл. Т. XIII. Строительство высотных сооружений. – М., 2010.

5. Труфанов А.Н., Шулятьев О.А. Новые подходы к новым задачам // Высотные здания. – 2010. – № 5/10.

6. Натурные исследования влияния реологического фактора при высотном строительстве на твёрдых глинах / О.А. Шулятьев, С.Г. Безволев, И.А. Боков, С.О. Шулятьев // Достижения, проблемы и перспективные направления развития для теории и практики механики грунтов и фундаментостроения: материалы XIII Междунар. сим. по реологии грунтов и Междунар. совещания заведующих кафедрами механики грунтов, оснований и фундаментов, подземного строительства и гид-

ротехнических работ, инженерной геологии и геоэкологии строительных вузов и факультетов. – Казань, 2012.

7. Витрувий. Десять книг об архитектуре / пер. Ф.А. Петровского под общ. ред. А.Г. Габричевского. – М., 1936.

8. Дыховичный Ю.А. Н.В. Никитин – инженер, ученый, исследователь // Бетон и железобетон. – № 10. – 1973.

9. Петрухин В.П., Шулятьев О.А. Геотехнические особенности проектирования и строительства высотных зданий в Москве // Рос. архит.-строит. энцикл. Т. XIII. Строительство высотных сооружений. – М., 2010.

10. CHEW Yit Lin, Michael. Constraction Technology for Tall Building // World Scientific. – 2003.

11. Геотехнические аспекты проекта башни ОДЦ «Охта» / В.П. Петрухин, О.А. Шулятьев, И.В. Боков, С.О. Шулятьев // Высотные здания. – 2010. – № 6/10.

12. Строительство ММДЦ «Москва-СИТИ» / В.П. Петрухин, О.А. Шулятьев, И.В. Колыбин, О.А. Мозгачева, С.Г. Безволев, Б.Ф. Кисин // Рос. архит.-строит. энцикл. Т. XII: Строительство подземных сооружений. – М., 2008. – С. 273–293.

13. Расчёты оснований свайно-плитных фундаментов 49- и 85-этажных зданий на участке №16 ММДЦ «Москва-СИТИ» / В.П. Петрухин, И.В. Колыбин, И.Г. Ладыженский, К.И. Бакиров, А.В. Сергиенко // Высотные здания. – 2013. – № 5– 6/12– 13. – С. 124– 133.

14. 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.

15. Петрухин В.П., Шулятьев О.А., Боков И.А. Обзор методов преднапряжения и цементации основания пяты сваи и анализ возможности их применения / Сб. науч. тр. № 100 НИИОСП им. Н.М. Герсенова. – М., 2011.

16. Петрухин В.П., Шулятьев О.А. Геотехнические особенности проектирования и строительства высотных зданий в Москве / Рос. архит.-строит энцикл. Т. XIII. Строительство высотных зданий и сооружений. – М., 2010.

17. Ильичёв В.А., Петрухин В.П., Шейнин В.И. Принципы проектирования оснований и фундаментов высотных зданий, учитывающие

их геотехничесие особенности // Современное высотное строительство / ГУП «ИТЦ Москомархитектуры». – М., 2007. – С. 255–261.

18. Федоровский В.Г., Колыбин И.В. Расчеты и проектирование оснований и фундаментов // Современное высотное строительство / ГУП «ИТЦ Москомархитектуры». – М., 2007. – С. 255–261.

19. Петрухин В.П., Колыбин И.В., Шулятьев О.А. Мировой опыт устройства небоскрёбов и высотных зданий // Рос. архит.-строит. энцикл. Т. XIII. Строительство высотных зданий и сооружений. – М., 2010.

20. Особенности расчетов оснований и фундаментов зданий и сооружений ММДЦ «Москва-СИТИ» / С.Г. Безволев, О.А. Шулятьев, И.А. Боков, С.О Шулятьев // Развитие городов и геотехническое строительство. – 2008. – № 12. – С. 223–249.

21. Егоров К.Е., Попов Б.П., Кузьмин И.Г. Фактические осадки высотных зданий и сравнение их с расчетными // Материалы к IV Международному конгрессу по механике грунтов и фундаментостроению / Академия наук СССР. – М., 1957.

22. Xiangfu Chen. Settlement Calculation on High-Rise Buildings. Theory and Application. Beijing.

23. Behavior of plate foundation in deep excavation beneath 32-storey building in Moscow / A.V. Skorikov, I.V. Kolybin, D.E. Razvodovsky, A.A. Starshinov // Proc. of the 5th Int. conf. of TC-28 of the ISSMGE, the Netherlands, 15–17 June 2005.

24. Шулятьев О.А., Поспехов В.С., Шулятьев С.О. Из практики проектирования ограждающей конструкции и фундаментной плиты административного комплекса зданий с четырехуровневой подземной автостоянкой // Жилищное строительство. – 2012. – № 9. – С. 50–53.

25. Relationship between K_0 and overconsolidation ratio: a theoretical approach / V. Sivakumar, I.G. Doran, J. Graham, T. Navaneethan // Geotechnique 52. – 2011. – No. 3. – P. 225–230.

26. Геотехнические аспекты проекта башни ОДЦ «Охта» / В.П. Петрухин, О.А. Шулятьев, И.В. Боков, С.О. Шулятьев // Высотные здания. – 2010. – № 6/10.

27. Kharichkin A., Syuljatjev O., Besvoley S. Soil-Pile Interaction in Pile Foundation and Pile Reactions Monitoring // International Conference on Deep Foundations – CPRF and Energy Piles. – Frankfurt am Main, 2009.

28. Hanisch J., Katzenbach R., König G. Kombinierte Pfahl-Plattengrundungen. Ernst&Sohn. – 2002. – 222 p.

29. Katzenbach R. Combined Pile-Raft Foundation and Energy Piles – Recent Trend in Research and Practice // International Conference on Deep Foundations – CPRF and Energy Piles. – Frankfurt am Main, 2009.

References

1. Shuliatev O., Dzagov A., Bokov I., Shuliatev S. Correction of soil design parameters for the calculation of the foundation based on the results of barrettes static load test. *Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. Paris, 2013.

2. Petrukhin V.P., Shulyatyev O.A., Mozgacheva O.A. Nauchno-tekhnicheskoe soprovozhdenie geotekhnicheskogo proektirovaniya i stroitel'stva vysotnykh zdaniy. Monitoring [Scientific and technical support geotechnical design and construction of high-rise buildings. Monitoring]. *Rossiyskaya arkhitekturno-stroitel'naya entsiklopediya*, vol. XIII, Stroitel'stvo vysotnykh sooruzheniy. 2010.

3. Ter-Martirosyan Z.G., Telichenko V.I., Korolev M.V. Problemy mekhaniki gruntov, osnovaniy i fundamentov pri stroitel'stve mnogo-funktsional'nykh vysotnykh zdaniy i kompleksov [Problems of soil mechanics, bases and foundations during the construction of multifunctional high-rise buildings and complexes]. *Vestnik MGSU*, 2006, no. 1. pp.18-27.

4. Trufanov A.N., Ignatova O.I. Osobennosti inzhenerno-geologicheskikh izy-skaniy dlya vysotnykh zdaniy [Features geotechnical surveys for high-rise buildings]. *Rossiyskaya arkhitekturno-stroitel'naya entsiklopediya*, vol. Tom XIII. Stroitel'stvo vysotnykh zdaniy i sooruzheniy, 2010.

5. Trufanov A.N., Shulyatyev O.A. Novye podkhody k novym zadacham [New approaches to new challenges]. *Vysotnye zdaniya*. 2010, no. 5/10.

6. Shulyatyev O.A., Bezvoley S.G., Bokov I.A., Shulyatyev S.O. Naturnye issledovaniya vliyaniya reologicheskogo faktora pri vysotnom stroitel'stve na tvyerdykh glinakh. Dostizheniya, problemy i perspektivnye napravleniya razvitiya dlya teorii i praktiki mekhaniki gruntov i fundamentostroeniya [Field investigations of the influence of rheological factors in a high-rise building on solid clay. Achievements, challenges and future directions for the development of the theory and practice of soil mechanics and

foundation engineering]. *Materialy KhIII Mezhdunarodnogo simpoziuma po reologii gruntov i Mezhdunarodnogo soveshchaniya zaveduyushchikh kafedrami mekhaniki gruntov, osnovaniy i fundamentov, podzemnogo stroitel'stva i gidrotekhnicheskikh rabot, inzhenernoy geologii i geoekologii stroitel'nykh vuzov i fakul'tetov*. Kazan, 2012.

7. Vitruvii. Desyat' knig ob arkhitekture [Ten Books on Architecture]. Moscow, 1936.

8. Dykhovichnyy Yu. A. N. V. Nikitin – inzhener, uchenyj, issledovatel [N.V. Nikitin - engineer, scientist, researcher]. *Beton i zhelezobeton*, 1973, no. 10.

9. Petrukhin V.P., Shulyatyev O.A. Geotekhnicheskie osobennosti proektirovaniya i stroitel'stva vysotnykh zdaniy v Moskve [Geotechnical features of the design and construction of high-rise buildings in Moscow]. *Rossiyskaya arkhitekturno-stroitel'naya entsiklopediya*, vol. XIII. Stroitel'stvo vysotnykh zdaniy i sooruzheniy. 2010.

10. CHEW Yit Lin, Michael. Constraction Technology for Tall Building. *World Scientific*, 2003.

11. Petrukhin V.P., Shulyatyev O.A., Bokov I.V. Shulyatyev S.O. Geotekhnicheskie aspekty projekta bashni ODTs «Okhta» [Geotechnical aspects of the project towers ODC "Ohta"]. *Vysotnye zdaniya*, 2010, no. 6/10.

12. Petrukhin V.P., Shulyatyev O.A., Kolybin I.V., Mozgacheva O.A., Bezvoley S.G., Kisin B.F. Stroitel'stvo MMDTs «Moskva - SITI» [Development of the "Moscow - CITY"]. *Rossiyskaya Arkhitektur-no-Stroitel'naya Entsiklopediya*, vol. XII: Stroitel'stvo podzemnykh sooruzheniy. Moscow, 2008, pp. 273-293.

13. Petrukhin V.P., Kolybin I.V., Ladyzhenskiy I.G., Bakirov K.I., Sergienko A.V. Raschyety osnovaniy svayno-plitnykh fundamentov 49-ti i 85-ti etazhnykh zdaniy na uchastke no. 16 MMDTs «Moskva-SITI» [Calculations grounds pile- plate foundation 49 and 85-storey buildings on the plot no. 16 "Moscow-City"]. *Vysotnye zdaniya*, 2013, no. 5-6/12-13. pp.124-133.

14. Kattsenbakh R., Shmitt A., Ramm Kh. Osnovnye printsipy proektirovaniya i monitoringa vysotnykh zdaniy Franfurta-na-Mayne. Sluchai iz praktiki [Basic principles of design and control of high-rise buildings Franfurta am Main. Case Studies]. *Rekonstruktsiya gorodov i geotekhnicheskoe stroitel'stvo*, 2005, no. 9, pp.80-99.

15. Petrukhin V.P., Shulyatyev O.A., Bokov I.A. Obzor metodov prednapryazheniya i tsementatsii osnovaniya pyaty svai i analiz

vozmozhnosti ikh primeneniya [Review of methods of prestressing and grouting foundation piles heel and analysis possibilities of their application]. *Sbornik nauchnykh trudov NIIOSP im. N.M.Gersevanova*, 2011, no. 100.

16. Petrukhin V.P., Shulyatyev O.A. Geotekhnicheskie osobennosti proektirovaniya i stroitel'stva vysotnykh zdaniy v Moskve [Geotechnical features of the design and construction of high-rise buildings in Moscow]. *Rossiyskaya arkhitekturno-stroitel'naya entsiklopediya*, vol. XIII. Stroitel'stvo vysotnykh zdaniy i sooruzheniy. 2010.

17. Iljichyev V.A., Petrukhin V.P., Sheynin V.I. Printsipy proektirovaniya os-novaniy i fundamentov vysotnykh zdaniy, uchityvayushchie ikh geotekhnicheskie osobennosti [Design principles bases and foundations of high-rise buildings, taking into account their particular geotechnical features]. *Sovremennoe vysotnoe stroitel'stvo*. Moscow: GUP "ITTs Moskomarkhitektury", 2007, pp. 255-261.

18. Fedorovskiy V.G., Kolybin I.V. Raschety i proektirovanie osnovaniy i fundamentov [Calculations and design bases and foundations]. *Sovremennoe vysotnoe stroitel'stvo*. Moscow: GUP "ITTs Moskomarkhitektury", 2007, pp. 255-261.

19. Petrukhin V.P., Kolybin I.V., Shulyatyev O.A. Mirovoy opyt ustroystva neboskryebov i vysotnykh zdaniy [World experience device skyscrapers and tall buildings]. *Rossiyskaya arkhitekturno-stroitel'naya entsiklopediya*, vol. XIII. Stroitel'stvo vysotnykh zdaniy i sooruzheniy, 2010.

20. Bezvolev S.G., Shulyatyev O.A., Bokov I.A., Shulyatyev S.O. Osobennosti raschetov osnovaniy i fundamentov zdaniy i sooruzheniy MMDTs «Moskva – SITI» [Features settlement bases and foundations of buildings and structures "Moscow - CITY"]. *Razvitie gorodov i geotekhnicheskoe stroitel'stvo*, 2008, no. 12, pp. 223-249.

21. Egorov K.E., Popov B.P., Kuzmin I.G. Fakticheskie osadki vysotnykh zdaniy i sravnenie ikh s raschyetnymi [Actual settlements of tall buildings and their comparison with the calculated]. *Materialy k IV Mezhdunarodnomu kongressu po mekhanike gruntov i fundamentostroeniyu*, Moscow: Akademiya nauk SSSR, 1957.

22. Xiangfu Chen. Settlement Calculation on High-Rise Buildings. Theory and Application. Beijing.

23. Skorikov A.V., Kolybin I.V., Razvodovsky D.E., Starshinov A.A. Behavior of plate foundation in deep excavation beneath 32-storey building

in Moscow. *Proc. Of the 5-th Int. conf. of TC-28 of the ISSMGE - the Netherlands, 15-17 Yune 2005.*

24. Shulyatyev O.A., Pospikhov V.S., Shulyatyev S.O. Iz praktiki proektirovaniya ograzhdayushchej konstruksii i fundamentnoj plity administrativnogo kompleksa zdaniy s chetyryekhurovnevoj podzemnoy avtostoyankoy [Of design practices and protecting design foundation plate administrative complex of buildings with a four underground parking]. *Zhilishchnoe stroitel'stvo*, 2012, no. 9, pp.50 – 53.

25. Sivakumar V., Doran I. G., Graham J. & Navaneethan. Relationship between K₀ and overconsolidation ratio: a theoretical approach. *Geotechnique* 52, 2001, no. 3, pp. 225–230.

26. Petrukhin V.P., Shulyatyev O.A., Bokov I. V. Shulyatyev S.O. Geotechnical aspects of the design the tower «Okhta». *Vysotnye zdaniya*, 2010, no. 6/10.

27. Kharichkin A., Syulyatjev O., Besvoley Stepan. Soil-Pile Interaction in Pile Foundation and Pile Reactions Monitoring. *International Conference on Deep Foundations – CPRF and Energy Piles*. Frankfurt am Main, 2009.

28. Hanisch J., Katzenbach R., Konig G. Kombinierte Pfahl-Plattengrundungen. Ernst&Sohn. 2002, 222 p.

29. Katzenbach, R. Combined Pile-Raft Foundation and Energy Piles – Recent Trend in Reseach and Practice. *International Conference on Deep Foundations – CPRF and Energy Piles*. Frankfurt am Main, 2009.

Об авторах

Шулятьев Олег Александрович (Москва, Россия) – кандидат технических наук, заместитель директора НИИОСП им. Н.М. Герсеева ОАО «НИЦ «Строительство» (e-mail: niiosp35@yandex.ru).

About the author

Shulyatyev Oleg Aleksandrovich (Moscow, Russian Federation) – Ph.D. in Technical Sciences, Deputy director NIIOSP Research Center “Civil Engineering” (e-mail: niiosp35@yandex.ru).

Получено 11.04.2014