

## ПРОЕКТИРОВАНИЕ И РАСЧЕТЫ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ ВЫСОТНЫХ ЗДАНИЙ В СЛОЖНЫХ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЯХ

**С. Г. БЕЗВОЛЕВ** – канд. техн. наук, старший научный сотрудник НИИОСП им. Н. М. Герсеванова, член РОМГГиФ. Автор 47 опубликованных работ. Основные направления научной деятельности – методы расчетов плитно-свайных фундаментов, подземных ограждающих конструкций, прочности, деформируемости и консолидации грунтовых и армированных массивов. Разработанные методики использованы при проектировании более 70 строительных объектов, г. Москва.

Проектирование оснований и фундаментов (ОФ) высотных зданий представляет собой комплекс сложных научно-технических задач, для решения которых требуется всесторонний учет условий, влияющих на выбор рационального типа и конструктивных решений ОФ.

Изложены концепции и подходы, исследуемые и разрабатываемые автором в НИИОСП для решения этой задачи применительно к ОФ, используемым при строительстве высотных зданий в сложных инженерно-геологических условиях. Особое внимание уделено проблеме достоверного учета нелинейной работы грунтов актуальной при строительстве высотных зданий и тяжелых сооружений ГЭС и АЭС даже в слабосжимаемых отложениях. При решении этой проблемы может учитываться обширный опыт исследований ОФ обычных зданий на слабых грунтах.

Проектирование оснований и фундаментов (ОФ) высотных зданий представляет собой комплекс сложных научно-технических задач, для решения которых требуется всесторонний учет условий, влияющих на выбор рационального типа и конструктивных решений ОФ.

Изложены концепции и подходы, исследуемые и разрабатываемые автором в НИИОСП для решения этой задачи применительно к ОФ, используемым при строительстве высотных зданий в сложных инженерно-геологических условиях. Особое внимание уделено проблеме достоверного учета нелинейной работы грунтов, актуальной при строительстве высотных зданий и тяжелых сооружений ГЭС и АЭС даже в слабосжимаемых отложениях. При решении этой проблемы может учитываться обширный опыт исследований ОФ обычных зданий на слабых грунтах.

**Актуальность темы.** Через полвека после возведения «сталинских высоток» в Моск-

ве активно возобновилось (а в Санкт-Петербурге твердо намечается) строительство высотных зданий. В комплексе проблем, с которыми столкнулись проектировщики, самыми сложными оказались геотехнические [1].

Грунтовые условия обеих российских столиц далеки от благоприятных для строительства высотных зданий. За рубежом фундаменты большинства таких зданий (знаменитых небоскребов Нью-Йорка, Чикаго и др.) опираются на однородное слабосжимаемое скальное основание. В Санкт-Петербурге такое основание отсутствует, а для Москвы характерны глубокое (свыше 30...40 м) залегание скальных пород, их относительно низкие механические характеристики, существенная неоднородность и подверженность карсто-суффозионным процессам. В результате значительная нагрузка от фундаментов высотных зданий передается на отложения, обладающие недостаточно высокими прочностными и жесткостными характеристиками.

© С. Г. Безволев, 2007

Internet: [www.georec.spb.ru](http://www.georec.spb.ru)

По ряду объективных причин опыт строительства «сталинских высоток» сегодня малоприменим. Использование коробчатых фундаментов с развитой площадью опирания при строительстве МГУ и других высоток позволяет снизить среднее давление по подошве фундамента до 0,3...0,45 МПа. Давление такого же порядка достигается в основании протяженных сооружений ГЭС и массивных фундаментных плит реакторных отделений АЭС. Однако в настоящее время применение таких решений для высотных зданий весьма проблематично в условиях сложившейся плотной застройки, а также с точки зрения необходимости архитектурного разнообразия. В стесненных условиях среднее расчетное давление под 30-этажным жилым домом достигает порядка 0,5...0,7 МПа. В СССР никогда не сталкивались с такими величинами давлений при опирании фундаментов зданий на нескальные грунты.

**Состояние вопроса.** Действующая система нормативных документов в строительстве предполагает индивидуальный подход к проектированию высотных зданий, разработку технических условий (ТУ) для каждого из них. В общем руководстве по составлению ТУ [2], во временных нормах по проектированию [3], а также в справочных рекомендациях [4] нет конкретных указаний по методам расчета ОФ высотных зданий. Специалисты по верхнему строению, разрабатывающие ТУ согласно [2], по геотехническим вопросам, как правило, отсылают к нормативным документам [5–12]. Заложенные в этих нормах концепции и методики расчетов ОФ были разработаны и апробированы строительной практикой СССР и России для зданий этажностью до 17...22 этажей с фундаментами, передающими на естественное грунтовое или укрепленное основание нагрузки не выше 0,2...0,3 МПа и устраиваемыми в котлованах глубиной до 15...20 м. Гидротехнические нормы [6] разработаны для сооружений, вытянутых в одном направлении. Адаптированные к указанным условиям методики [5–12] включают множество эмпирических правил и зависимостей, соответствующих параметрам обычных зданий и сооружений.

При соблюдении правил определения расчетных параметров (нагрузок, активной зоны

основания, характеристик деформируемости и сопротивления грунтов и др.), установленных на основе указанного практического опыта, методики [5–7] и разработанные согласно их концепциям усовершенствованные методики [8–12] дают приемлемую основу для расчетного обоснования ОФ обычных зданий и сооружений. Однако использование тех же методик расчета для проектирования более нагруженных ОФ высотных зданий может привести к неудовлетворительным результатам, вплоть до предаварийных ситуаций.

Проблемы, возникающие при проектировании и строительстве ОФ высотных зданий [13] обусловлены тем, что рост этажности и размеров здания в плане приводит к существенным качественным изменениям процесса формирования напряженно-деформированного состояния (НДС) основания, конструкций фундаментов и здания, а также совместной работы всей системы в целом. Для высотных зданий характерны высота от 75 м, большие размеры фундаментов в плане (площадь  $F = 10000 \text{ м}^2$  и более), устройство глубоких котлованов (20...30 м) и еще более заглубленных ограждающих конструкций; значительность и существенный эксцентриситет (в том числе из-за влияния ветра) передаваемых на грунты основания нагрузок (давлений  $q = 0,5$  МПа и более). В результате в процессы формирования НДС зоны влияния 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 в стороне от ограждающих конструкций. Опыт наблюдения за деформациями оснований крупномасштабных и тяжело нагруженных сооружений (ГЭС, АЭС, «сталинские высотки» и др.) показывает, что глубина активной зоны деформирования грунтов основания под подошвой фундамента может достигать величины, равной его ширине  $b$  (для фундаментов в плане с формой, близкой к кругу,  $b = \sqrt{F}$ , где  $F$  – площадь фундамента). Для обеспечения корректности граничных условий исследуемая область грунтового основания, влияющая на результаты расчетов НДС активной зоны, должна распространяться не

менее чем на  $2...3 b$  ниже подошвы фундамента и на  $1...2 b$  (или две глубины котлована) в стороны от наружных граней фундамента (контуров ограждения). При этом на формирование НДС активной зоны существенно влияют состав, строение и генезис грунтового массива, его исходное НДС, технологии разработки котлована, устройства основания и фундаментов (свайных или армирующих элементов, сохранения или подготовки основания под плиту, бетонирования массивных плит и др.), поэтапность возведения и жесткость подземной и надземной частей здания.

При желательных [2–4] для высотного строительства больших глубинах разработки котлованов важен учет влияния на формирование НДС грунтового массива эффектов его разгрузки при выемке и удалении грунта из котлована. Подобное влияние оказывают происшедшие на протяжении генезиса грунтового массива нагрузки-разгрузки (перемещения ледников; эрозионные переносы; колебания уровней подземных вод, сопровождающиеся изменением напряжений в грунте, и пр.) и процессы длительного природного физико-химического упрочнения грунтов. Эти факторы обуславливают расширение диапазона напряжений, при которых грунт испытывает в основном упругие деформации, как при разгрузке и повторном нагружении.

Существенность влияния этих факторов связана с тем, что модуль упругих деформаций грунтов  $E_e$  может в  $5...10$  раз и более отличаться от модуля упруго-пластических деформаций  $E_{ep}$ , соответствующего напряжениям, при которых грунт испытывает в основном пластические деформации. Отсюда следует резкое увеличение сжимаемости грунтов при переходе от упругого деформирования к упругопластическому (рис. 1, а). Видимо, это обуславливается изменением структуры грунта при достижении напряжений, при которых эта структура была мобилизована, либо при пластическом течении грунта. Параметр напряжений  $\sigma_p$ , характеризующий переход к повышенной сжимаемости грунта, в иностранных публикациях называется обычно давлением предуплотнения, а в отечественных – структурной прочностью грунта на сжатие. По сути, это начальный предел малых деформаций при компрессионном нагружении

образца грунта с ненарушенной природной структурой.

Как одномерные компрессионные (см. рис.1,а), так и трехосные стабилметрические (см. рис.1,б) испытания образцов грунтов, а также их сопоставление обычно показывают существенную зависимость жесткости грунта от напряженного состояния, особенно при упругопластическом деформировании. При этом в зависимости от типа испытания (НДС) в диапазоне упругих и упругопластических деформаций грунта его жесткость может как повышаться (см. рис.1,а и участок  $K$  на рис.1,б), так и понижаться (см. линию 2 на рис.1,б). Эта картина еще более усложняется для так называемых чувствительных грунтов (легких пластичных глин и др.), которые в определенных условиях, например в поверхностной «корке», из-за капиллярных и физико-химических воздействий и процессов приобретают структурную цементационную прочность  $\sigma_{pc} > \sigma_p$  (см. рис.1,а, пунктир) [14, 15]. При разрушении (при напряжениях, равных  $\sigma_{pc}$  цементационных связей) компрессионный график деформирования образца грунта ненарушенной структуры переходит (в слабых грунтах очень резко [15]) к линии первичной компрессии, соответствующей  $\sigma_p$ . В то же время в некоторых типах отложений, например, как показали многочисленные стабилметрические испытания в плотных глинистых грунтах с ненарушенной природной структурой [16], жесткость грунта существенно изменяется лишь в окрестности  $\sigma_p$  и затем – при приближении к разрушающим напряжениям.

Интересно, что при стабилметрических испытаниях эффект  $\sigma_{pc}$  не обнаруживается. Это, видимо, связано с тем, что существующая методика испытаний из-за чрезмерных «манипуляций» с образцом при его установке в камеру стабилметра не обеспечивает сохранности природной структуры чувствительных грунтов, по крайней мере, их структурной цементационной прочности. При компрессионных испытаниях этого удается избежать за счет внедрения режущего кольца в центральную часть отобранного монолита, помещаемого вместе с кольцом в испытательную обойму. Оборудование кольца тензодатчиками позволяет дополнительно измерять боковое давлe-

ние грунта, определяя коэффициенты бокового давления при компрессии, и точнее разграничивать повторную и первичную части компрессионной кривой [17].

Так как в общем случае упругие и, особенно, упругопластические деформации грунтов могут быть существенно нелинейными, то линеаризованные величины  $E_e$  и  $E_{ep}$ , как правило, устанавливаются для диапазона напряжений, соответствующего нагрузкам, передаваемым на основание фундаментами. Однако при обычных инженерно-геологических изысканиях в регламентируемых действующими стандартами испытаниях рекомендуемый диапазон напряжений может не соответствовать уровням нагрузок, передаваемых на основание фундаментами высотных

зданий. В полной мере это относится к содержащимся в нормативных документах [5–12] табличным характеристикам показателей физико-механических свойств грунтов. Кроме того, действующие стандарты [18, 19 и др.] плохо приспособлены для разграничения упругой и упругопластической стадий деформирования грунтов, а имеющиеся в них рекомендации (например, по определению структурной прочности на компрессионное сжатие и учету рабочего диапазона напряжений при лабораторных испытаниях [18]) сложившаяся проектно-изыскательская практика полностью игнорирует.

Нелинейный характер деформирования грунтов, особенности формирования и трансформации НДС активной зоны грунтового

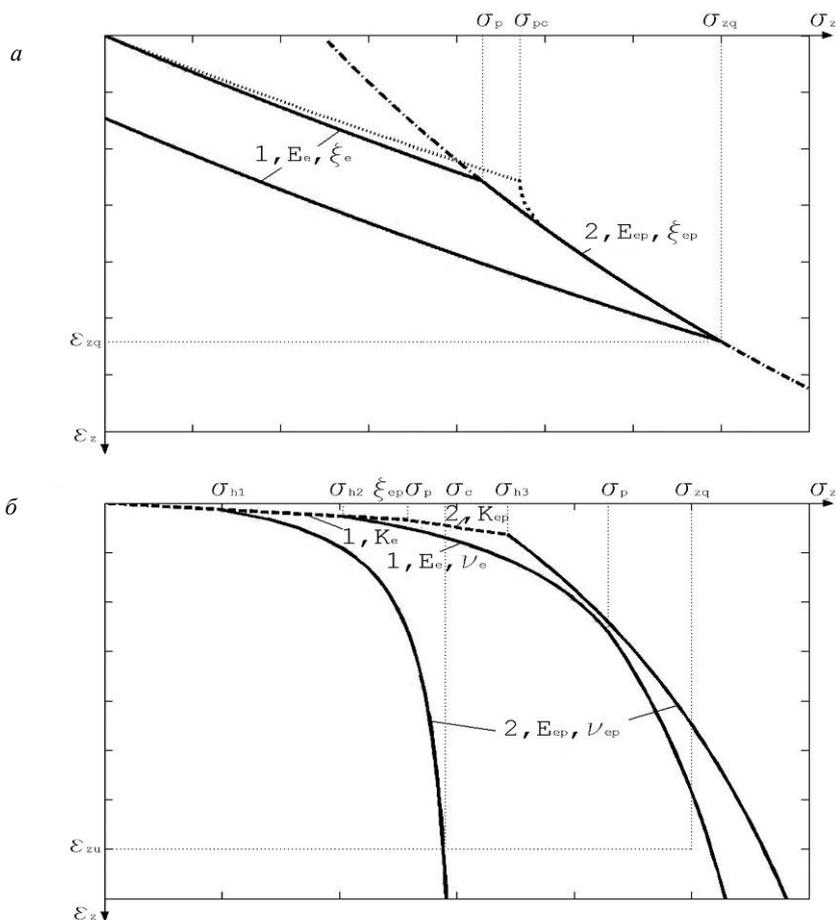


Рис. 1. Схема нелинейного вертикального деформирования грунта: а – компрессионного; б – стабилометрического; 1 – упругая (разгрузки и повторного деформирования) линия; 2 – упругопластическая (первичного деформирования); К – гидростатического нагружения;  $\sigma_z, \epsilon_z$  – вертикальные напряжения и деформации;  $\sigma_h$  – горизонтальные напряжения;  $\sigma_p, \sigma_{pc}, \sigma_c, E_e, E_{ep}, \xi_e, \xi_{ep}, \nu_e, \nu_{ep}, K_e, K_{ep}$  – параметры грунта

массива в зоне влияния высотного здания и требования к расчетному моделированию этого процесса должны существенно отражаться на масштабах инженерно- и гидрогеологических изысканий; методах определения показателей физико-механических свойств грунтов, слагающих исследуемый массив; постановках и методах решения задач по количественной оценке НДС зоны влияния высотного здания на технологию и поэтапность устройства котлована, ограждения, основания и фундаментов, подземной и надземной частей здания.

Эти вопросы подробно исследованы в [13], где, в частности, подчеркивается необходимость совершенствования технической базы и методик определения расчетных параметров грунтов при больших диапазонах изменения напряжений (до 3 МПа), включая разработку методов отбора образцов ненарушенной структуры с глубин до 100 м, а также методов проведения и анализа натуральных наблюдений и крупномасштабных экспериментов, моделирующих взаимодействие тяжело нагруженных фундаментов с грунтовым массивом. В существующих условиях наиболее эффективны проектирование ОФ высотных зданий с обязательным сопровождением геотехнической научной организацией; проведение изысканий по разработанному ею техническому заданию, регламентирующему объемы и качество изысканий, в том числе характеристики грунтов, методики их определения, типы исследований, конструкции лабораторного и полевого оборудования. В [20] отмечена желательность такого технического задания даже при изысканиях для обычного строительства.

Анализ зарубежного опыта, а также примеры удовлетворительного решения поставленных высотным строительством задач разработки принципов проектирования ОФ и организации надлежащего мониторинга приведены в [21]. Одним из важных условий успешного высотного строительства авторы считают установление более жестких (чем для обычных зданий) ограничений по осадкам основания и кренам здания. Это обусловлено чрезвычайной важностью защиты сложного оборудования высотных зданий от неравномерных деформаций. При этом главная роль при проектировании ОФ высотных зданий

отводится расчету их осадок и кренов, т. е. расчету по 2-му предельному состоянию (по требованиям безопасной эксплуатации).

В отечественных нормативных документах по высотному строительству [2,3] предельные величины допускаемых деформаций основания отсутствуют. Составители технических условий [2], как правило, отсылают к нормативным предельным деформациям оснований обычных зданий [5, 8, 9, 12]. Однако установленные в [5, 8, 9, 12] величины предельных абсолютных  $S_u$  и неравномерных осадок  $(\Delta S/L)_u$  оснований и кренов фундаментов  $I_u$  применительно к высотным зданиям представляются завышенными. Так, согласно [9], для многоэтажных зданий монолитной конструкции с плитным фундаментом  $S_u = 22,5 \dots 27$  см;  $(\Delta S/L)_u = 0,0024 \dots 0,003$ ;  $I_u = 0,005$  или не ограничивается. При таких значительных величинах деформаций ОФ весьма вероятны нарушения нормальной эксплуатации зданий (проблемы с лифтами, стеклопакетами, отделкой и пр.), что обусловлено повышением чувствительности оборудования здания с ростом его высоты. Отметим, что крены фундамента  $I > 0,001$  могут привести к недопустимому, согласно [3], отклонению верха жесткого здания от вертикальной оси. Это приводит к смещению центра тяжести здания и дополнительному нелинейному увеличению моментных нагрузок на основание, что вызывает цепную реакцию еще большего усиления неравномерности деформаций основания.

С учетом недостаточной разработанности методик проектирования ОФ высотных зданий в проекте строительства целесообразно предусмотреть технические мероприятия для оперативного вмешательства при развитии неравномерных осадок основания. Например, в плите фундамента проектируются технологические отверстия для регулируемого нагнетания необходимого количества бетона непосредственно в грунтовое основание или в специальные подушки, уложенные между плитой и основанием [13]. Положительный эффект нагнетания достигается при своевременной компенсации местных деформаций зон основания, перегруженных или подвергнувшихся случайному негативному воздействию (карст, техногенные просадки и пр.). Тщательный подход к проектированию фун-

даментов, а также контроль их устройства и поведения при возведении здания необходимы, поскольку исправление геотехнических ошибок, допущенных при проектировании высотных зданий, значительно дороже, чем для обычных [4]. В этом убеждает довольно большой для столь краткого периода (2001–2006 г.) негативный опыт проектирования и строительства высотных зданий в Москве [22]. Отметим, что Еврокодом ЕС «Геотехническое проектирование» предусмотрено ведение постоянного геотехнического мониторинга, включающего измерение деформаций основания и усилий в элементах фундаментов во время строительства и на начальном этапе эксплуатации высотного здания.

В числе практических задач по проектированию ОФ высотных зданий отметим особую важность научной разработки методик достоверного расчетного моделирования формирования НДС неоднородного и нелинейного (упругопластического) грунтового массива при устройстве котлована (этап разгрузки), фундаментов и высотного верхнего строения (этап нагружения), а также НДС фундаментных конструкций, взаимодействующих с грунтовым массивом.

Изложим концепции и подходы, исследуемые и применяемые автором в НИИОСП для решения этой задачи применительно к типам ОФ, используемых при строительстве высотных зданий.

**Типы ОФ высотных зданий.** Выбор типа фундаментов высотных зданий в условиях Москвы и Санкт-Петербурга ограничен небольшим числом вариантов: плитный, свайный и комбинированные – свайно-плитный или плитно-свайный (в зависимости от преобладания нагрузок, воспринимаемых плитой и сваями).

Могут применяться сваи различного типа, но с отработанной технологией и гарантированными расчетными характеристиками материала ствола и несущей способности по грунту. В свайном фундаменте предпочтительно устройство свай-стоек или глубоких опор в виде баретов, опирающихся на однородные скальные или полускальные породы достаточной мощности. В плитно-свайном и свайно-плитном фундаментах следует использовать висячие сваи с прочно-

стью ствола, гарантированно превышающей несущую способность сваи по грунту. При этом грунты сжимаемой толщи, подстилающие пяты свай, должны относиться к слабосжимаемым отложениям. В условиях Москвы это, как правило, юрские, моренные или меловые грунты, а в Санкт-Петербурге – плотные флювиогляциальные отложения или твердые моренные и кембрийские глины.

Основание плиты может быть слабосжимаемым естественным или укрепленным, например, за счет вертикального армирования упрочненными армозементами (сваями и др.). При заглублении уровня голов армоземента в основание ниже подошвы плиты между ними сохраняется (устраивается) промежуточный слой (подушка) слабосжимаемого и прочного грунта, выполняющий выравнивающую и сейсмозащитную функции. При строительстве высотной башни «Deutsch Post AG» в Бонне в качестве промежуточного слоя была успешно использована синтетическая плита [1]. Требования к прочности ствола армоземента могут быть несколько менее жесткими, чем в случае свай, монолитно сопрягаемых с ростверком или плитой. Заметим, что в последнем случае в зависимости от методики расчета фундамент может рассматриваться как свайный [7, 10, 11], комбинированный свайно-плитный (КСП) [10, 11] или плитно-свайный и как плитный на свайном основании.

Выбор конкретного типа ОФ определяется грунтовыми условиями, архитектурно-конструктивным решением проектируемого комплекса и типом связи с ограждением котлована. Даже при благоприятных деформационных и прочностных характеристиках естественного основания сваи могут оказаться необходимыми в местах резкой концентрации нагрузок (под ядром жесткости, пилонами и пр.); под высотной частью, выполняемой без разрезки с более низким стилобатом; при использовании ограждающей «стены в грунте» в качестве несущей стены подземной части высотного здания и пр.

При малейшей возможности следует рассмотреть наиболее экономичный вариант – фундаментную плиту на естественном основании. Такой расчет полезен не только, когда удается ограничиться плитным фундаментом.

Он позволяет определить уровень нагрузок, удовлетворительно воспринимаемых плитой. Зная величину остальной части нагрузки («дефицит предельного сопротивления плиты»), можно обоснованно выбрать тип усиления основания. При небольшой величине указанного «дефицита» могут рассматриваться коробчатые фундаменты (коробчатая конструкция подземных этажей здания) и/или усиление (вертикальное армирование и др.) сравнительно небольшого по глубине слоя относительно слабого грунта. Большого эффекта можно добиться путем устройства под опирающимися на плиту несущими конструкциями высотного здания висячих свай. При незначительном предельном сопротивлении плиты нагрузку целесообразно практически полностью передать на свайстойки или бареты значительной несущей способности и использовать «стену в грунте» в качестве элемента фундаментной конструкции.

**Методики расчета фундаментных плит.** Общая методика совместного расчета грунтового основания и фундаментной плиты с учетом неоднородности основания в плане и по глубине, а также неравномерного влияния боковой стесненности и нелинейности вертикального сжатия грунта подробно изложена в работе [23]. В обобщенном виде эта методика подходит не только для фундаментных плит, опирающихся на естественное грунтовое основание, но и для плит на укрепленном, армированном или свайном основании, а также для плиты, выполняющей роль монолитного свайного ростверка.

Совместный расчет плиты и основания основан на использовании итеративного алгоритма Шварца, при помощи которого можно рассчитывать плиту на любом, в том числе нелинейном, основании. Исходная задача формулируется как задача решения системы уравнений

$$\nabla^2(D\nabla^2w) = p - q; \quad L(q) = w,$$

где  $D$  – изгибная жесткость плиты;  $w$  – осадка плиты и основания;  $p$  – нагрузка на плиту;  $q$  – отпор грунта (контактное давление);  $L$  – оператор, связывающий нагрузку на основание с его осадкой (контактная модель основания).

Эта задача заменяется решением уравнения

$$\nabla^2(D\nabla^2w) + k_w w = p, \quad (1)$$

где  $k$  – коэффициент жесткости.

Задавшись каким-либо начальным значением  $k_w$ , решаем уравнение (1) и по найденным осадкам при том же  $k_w$  находим контактное давление  $q$ . По контактной модели (оператору  $L$ ) основания находим его осадки, соответствующие этому давлению, и пересчитываем коэффициенты жесткости. Вновь решаем уравнение (1) и т. д. до сходимости по заданному параметру, в качестве которого целесообразно принять  $k_w$ .

На принципиальную возможность реализации подобного многоэтапного алгоритма расчета фундаментных плит на грунтовом основании впервые указано в [24]. В настоящее время описанный алгоритм в автоматизированном режиме реализован в программе «Плитный фундамент» пакета СТАТИКА-2005 и в программе PLASTD [25]. Известные программные комплексы типа ЛИРА, SCAD, MOHOMAX, MicroFE, STARK и др. могут быть использованы для такого расчета путем повторных запусков с пересчетом коэффициентов жесткости  $k_w$  по достоверной контактной модели основания. Таким образом, сегодня вопрос методики расчета плит значительно менее актуален, чем выбор достоверной модели основания.

Разработанный алгоритм позволяет разделить пространственный расчет системы верхнее строение – фундамент – неоднородное грунтовое основание методом конечных элементов (МКЭ) на итерационный расчет двух подсистем: верхнее строение – фундамент и фундамент – неоднородное основание. Такая замена резко уменьшает порядок разрешающих систем уравнений МКЭ, снижает систематические погрешности МКЭ, обусловленные дискретизацией очень большой и неоднородной (в том числе из-за упругопластических свойств материалов) расчетной области.

Отметим, что упрощение задачи путем замены пространственной плиты на плоскую или осесимметричную обуславливает необходимость замены нагрузок, передаваемых по ограниченными площадкам, на безграничные (в

одном или двух направлениях), что не позволяет определить достоверные усилия в локальных зонах плиты. Такая схематизация допустима лишь для вытянутых или близких к кругу в плане фундаментов при приближенных расчетах НДС основания фундаментной плиты и соседних сооружений. При этом могут определяться переменные коэффициенты жесткости основания, позволяющие осуществлять расчет фундаментной плиты по описанному алгоритму.

Упомянутые программные комплексы (ЛИРА и др.), обладая широкими возможностями по расчету несущих конструкций верхнего строения, в том числе по расчету каркаса здания в целом, сами по себе (без привлечения геотехнических программ) не дают достоверного описания взаимодействия фундамента с грунтовым основанием [25]. Привлекаемые этими комплексами параметры основания и процедуры их выбора нормативными документами не регламентированы. Поэтому зачастую все сводится к произвольному назначению параметров. Пользователям предлагаются на выбор таблицы или формулы для постоянных коэффициентов постели (винклеровских или пастернаковских) либо плохо отлаженные модули для определения переменных коэффициентов жесткости (как правило, по осадкам от равномерного давления на основание, как в приложении КРОСС к SCAD или модуле ГРУНТ комплекса МОНОМАХ). Деформации и усилия в фундаментных конструкциях, рассчитанные по подобным комплексам пользователями-геотехниками, могут не только количественно, но и качественно отличаться от фактических: ошибочно показывать зоны растяжения и сжатия волокон, области концентрации поперечных сил и др.

Невозможность достоверного расчета деформаций и усилий в изгибаемых фундаментах по ошибочным коэффициентам жесткости (постели) вытекает из основополагающего принципа Сен-Венана, согласно которому влияние неточностей в граничных условиях резко возрастает при приближении к границам. Так как фундамент является границей контакта сооружения с основанием, то характерное для этих коэффициентов неточное распределение граничных реакций обуславли-

вает ошибочные расчетные деформации и усилия в фундаменте. Чтобы исключить это, следует использовать адекватные модели грунтового основания и реализующие их геотехнические программы.

При этом следует учитывать, что не существует общепризнанной (нормативной) модели нелинейного деформационного поведения грунтов, как и надежных методик определения нелинейных параметров [26]. Поэтому результаты расчетов по этим моделям следует рассматривать в комплексе с проверенными «инженерными» методами [5–12], позволяющими оценить порядок расчетных величин абсолютных и неравномерных осадок основания, с которыми должны быть согласованы результаты расчетов по нелинейным моделям НДС грунтового основания и взаимодействующих с ним конструкций. В этих условиях используемые для статического расчета фундаментной плиты модели грунтового основания (переменные коэффициенты жесткости) должны охватывать возможный диапазон неравномерного сопротивления основания. Для обеспечения надежности проектирование фундаментных плит рекомендуется осуществлять по результатам расчетов с использованием переменных коэффициентов жесткости основания (моделей основания), характерных: 1) для упругой стадии работы грунтового массива, при которой сопротивление грунта под краями плиты выше, чем в центральных зонах; 2) для упругопластической стадии, когда краевое сопротивление ниже, чем в центре.

**Модели грунтового основания.** В нормативных методиках простейшие модели (упругая и идеальная упругопластическая среда с условием текучести Кулона–Мора) адаптированы лишь для оснований обычных зданий, что исключает их автоматическое применение для расчета осадок тяжело нагруженных сооружений. Более совершенные модели упругопластических сред с упрочнением, например, модели Ю. К. Зарецкого (реализована в геотехнической программе «ЗЕМЛЯ»), Г. А. Гениева и др.; FEM models, или П. А. Вермеера (PLAXIS [27, 28]) содержат недостаточно исследованные параметры, не определяемые стандартными инженерно-геологическими изысканиями. При достигнутом уровне

совершенства этих моделей, особенно в общем случае пространственного НДС, нет уверенности в том, что результаты расчета НДС грунтового основания будут удовлетворительно соответствовать фактическим данным [26]. Практика расчетов показывает, что в геотехнических программах приближения к реальным осадкам добиваются тем же условным ограничением глубины расчетной области, что и в нормах [5, 6, 8, 9] при «инженерной» адаптации решения теории упругости [25]. В результате на границах расчетной области дополнительные напряжения (от внешних нагрузок) и относительные деформации оказываются весьма существенными (20...50% от рассчитываемых непосредственно под подошвой фундамента). Это подчеркивает некорректность таких границ и не соответствует опытным данным [23, 29–32]. При этом распределение вертикальных напряжений в грунтовом основании при расчетах по разным нелинейным моделям слабо отличается от рассчитанного по теории упругости [33]. В этих условиях наиболее эффективным представляется путь адаптации апробированных «инженерных» методик расчета, в частности метода послойного суммирования [9], для учета важного для тяжело нагруженных оснований высотных зданий нелинейного деформирования грунтов.

Реалистично оценить осадки и распределительную способность неоднородного основания под фундаментом произвольной формы можно путем обобщения метода послойного суммирования для обоснованного расчета осадки не только под центром, как в [9], но и в любой другой точке подошвы фундамента. Тогда трехмерная задача расчета осадок пространственно-неоднородного и нелинейно-деформируемого грунтового основания решается путем сведения пространственной задачи к набору условно одномерных расчетов для вертикалей, проведенных через различные точки опирания фундамента [33]. За основу берется нормативное допущение о возможности расчета вертикальных напряжений в грунте по модели однородного упругого полупространства [5, 6, 8, 9]. Эти напряжения близки к реальным для оснований с возрастающей по глубине жесткостью. В случае «жесткой корки» поверх более податливых

слоев затухание напряжений с глубиной происходит интенсивнее, и принятие однородного распределения напряжений обеспечивает запас надежности.

Для расчета вертикальное нормальное напряжение  $\sigma_{zq}$  представляется в виде

$$\sigma_{zq} = \sigma_{z0} + \Delta \sigma_{zq},$$

где  $\sigma_{z0}$  и  $\Delta \sigma_{zq}$  – начальные (до схватывания бетона плиты) напряжения в основании и дополнительное.

Значения  $\sigma_{z0}$  подсчитываются по бытовым (от собственного веса грунтов основания) вертикальным давлениям  $\sigma_{zg}$  с учетом нагрузок от соседних сооружений, водопонижения, отрывтия котлована и реализовавшейся части веса плиты, а также эффектов, обусловленных замедленной консолидацией глинистых грунтов.

Определяется напряжение  $\Delta \sigma_{zq}$  от нагрузок на плиту, а также от соседних сооружений и веса плиты, передающихся на скелет грунта с начала отсчета осадок. При этом, в отличие от методик [5, 6, 8, 9], где принимаются равномерно распределенные контактные давления  $q$ , учитывается неравномерность  $q$ , получаемых из совместного с плитой расчета по алгоритму Шварца [23]. Важность такого учета обусловлена тем, что именно в близких к подошве фундамента областях основания проявляются краевые эффекты и концентрируются основные деформации грунта. Если на этапе определения деформаций грунта в совместном расчете будут учтены неоднородность основания и упругопластичность грунтов, то расчетные контактные давления и соответствующие напряжения в основании также отразят указанные факторы. Такая постановка метода вертикалей обеспечивает учет реальной распределительной способности основания, достоверность расчетных неравномерных осадок и возникающих в фундаменте усилий.

В инженерных задачах, решение которых регламентируется строительными нормами, представленную выше сложную зависимость деформаций от напряженного состояния (см. рис.1) целесообразно упростить до достаточно общей билинейной модели [33] (рис. 2). Реалистичность этой модели для плотных глинистых грунтов подтверждают многочис-

ленные испытания образцов с ненарушенной природной структурой [16]. Отметим, что именно слабосжимаемые грунты с высокими деформационными и прочностными характеристиками должны использоваться в несущих зонах основания фундаментов высотных зданий.

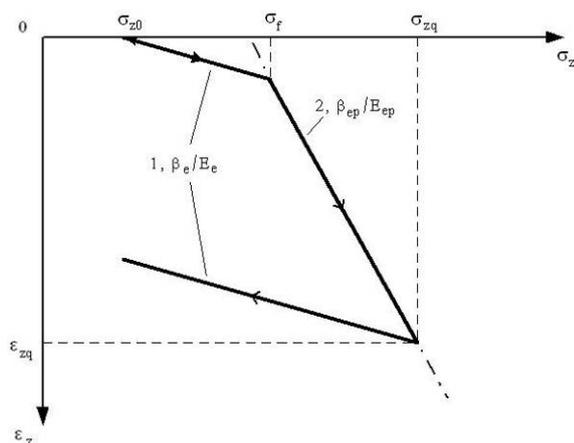


Рис. 2. Схема билинейного вертикального деформирования грунта

Билинейная диаграмма вертикального сжатия грунта со структурной прочностью на сжатие  $\sigma_p$  (на рис. 2  $\sigma_f = \sigma_p$ ) построена с учетом усовершенствованного метода послыпного суммирования [23], предназначенного для расчета осадок грунтовых оснований и определения переменных коэффициентов жесткости для расчета фундаментных плит.

Параметр  $\sigma_p$ , играющий в билинейной модели ключевую роль, может определяться по данным испытаний образцов грунта с ненарушенной природной структурой и описывается одной из следующих формул [23, 33–35]:

$$\sigma_p = \gamma_p (z_p - z) \approx R_{oc}(\sigma_{zg} + \Delta\sigma_p), \quad (2)$$

где  $\gamma_p$ ,  $z_p$  — наиболее общие и наименее изменчивые параметры, описывающие изменение  $\sigma_p$  по глубине  $z$  генетического слоя;  $R_{oc}$  и  $\Delta\sigma_p$  — коэффициент и давление переуплотнения, описывающие  $\sigma_p$  как линейную функцию бытовых вертикальных напряжений  $\sigma_{zg}$ .

Если принять  $\Delta\sigma_p = 0$ , то  $R_{oc} = OCR$  — коэффициент переуплотнения, применяемый в западной геотехнической практике. Рекомендации по его учету и определению даны в нормах [11]. В большинстве практических

задач охарактеризованную выше структурную цементационную прочность  $\sigma_{pc}$  (см. рис. 1, а и б) можно в запас надежности принять равной  $\sigma_p$ . В действующих нормах [6, 9], а также в одной из методик пособия [8] величины  $\sigma_p$  приняты равными  $\sigma_{zg}$ .

Обратный способ вычисления  $\sigma_p$  — по коэффициенту начального бокового давления  $\xi_0$ , определенному путем прямых полевых испытаний самозабуривающимся прессиометром или ступенчатой мессдозой [36], предложен в [33].

$$\sigma_p = \sigma_{zg} (\xi_0 - \xi_e) / (\xi_{ep} - \xi_e), \quad (3)$$

где  $\xi_e$  и  $\xi_{ep}$  — коэффициенты бокового давления при упругой и упругопластической компрессии (см. рис. 1);  $\xi = \nu / (1 - \nu)$ ;  $\nu$  — коэффициент упругой или упругопластической поперечной деформации (Пуассона).

Этот способ весьма привлекателен, особенно в ситуациях, когда невозможен отбор образцов грунта ненарушенной структуры (пески, илы и пр.) [33].

При назначении  $\sigma_p$  следует учитывать технологию преобразования основания, устройства котлована и фундаментов. Если эта технология не сказывается на состоянии нижележащих грунтов, то их  $\sigma_p$  остается неизменной. При устройстве обычного котлована необходимо помнить, что по технологическим причинам природная структура грунта, прилегающего к дну котлована (20...30 см) нарушается и  $\sigma_p$  уменьшается. Напротив, при использовании вытрамбовки, фундаментов в пробивных скважинах и т. п. происходит увеличение  $\sigma_p$  в зоне доуплотнения.

Для части суммарных вертикальных напряжений от рабочих нагрузок  $\sigma_{zq}$ , превосходящих  $\sigma_p$ , связь между напряжениями и деформациями описывается упругопластическим модулем деформации  $E_{ep}$  (первичного нагружения). Для части  $\sigma_{zq}$ , не превышающей  $\sigma_p$ , а также при разгрузке используется в несколько раз больший модуль упругости  $E_e$  (разгрузки и повторного нагружения). Диапазон величин  $E_{ep} \dots E_e$  должен включать величину нормативного модуля общих деформаций  $E_o$  ( $E_{ep} \leq E_o \leq E_e$ ). Под общими подразумеваются деформации, включающие ограниченную часть пластических, допустимую для удовлетворительной работы оснований обыч-

ных сооружений и соответствующую передаваемым фундаментами нагрузкам на основание, не превышающим его нормативного расчетного сопротивления [5, 8, 9]. В усовершенствованном методе послойного суммирования [9] модуль  $E_{ep}$  тождествен с  $E_o$ , а модуль упругости  $E_e$  допускается принимать равным  $5E_o$ . В [8] приведена корреляционная таблица для определения  $E_e$  по  $E_o$  в зависимости от классификационных и физических характеристик грунта.

Для учета боковых деформаций в зависимости от положения расчетной точки основания в [23] путем аппроксимации решений теории упругости для жестких плоского и круглого штампов, сцепленных с однородным полупространством, выведен переменный коэффициент влияния бокового обжатия  $\beta$ . В действующих нормах принимается постоянное  $\beta = 0,8$  [5, 8, 9] или  $\beta = 1$  [6]:

$$\beta = \beta_c + \sqrt{1 - \alpha^2} (\beta_u - \beta_c), \quad (4)$$

где  $\beta_c = 1 - 2\nu^2/(1 - \nu)$  – соответствует условиям компрессии, имеющим место непосредственно под плитой;  $\beta_u$  – коэффициент на бесконечности, принимаемый в практических расчетах равным 1;  $\alpha$  – коэффициент рассеяния вертикального напряжения от равномерной нагрузки, приложенной к поверхности основания в пределах подошвы фундамента [5–9].

Путем сопоставления с результатами выполненных в НИИОСП под руководством д-ра техн. наук К. Е. Егорова натурных измерений осадок свыше 20 сооружений с круглыми, кольцевыми и прямоугольными фундаментными плитами была разработана методика назначения величин параметров структурной прочности  $R_{oc}$  и  $\Delta\sigma_p$ , а также модулей  $E_{ep}$  и  $E_e$  по определяемым при обычных изысканиях классификационным показателям грунта и модулю  $E_o$ , обеспечивающая запас надежности.

Модель грунта [23] положена в основу программы КРОСС комплекса SCAD для расчета осадок оснований и переменных коэффициентов жесткости допускаемых для расчетов фундаментных плит обычных зданий [9, 11] (Авторы КРОСС, а также некоторых публикаций ошибочно используют термин «коэффициенты постели», относящийся к

постоянной модели Фусса–Винклера [24] и имеющей конкретный физический смысл). В существующих версиях КРОСС имеются методически-математические неточности, не связанные с методикой [23]. Это приводит к программным «глюкам», из-за чего в некоторых точках основания расчет дает заведомо неправильные осадки. Одной из возможных причин может быть неверная методика автоматической разбивки площади рассчитываемого фундамента на зоны влияния геологических скважин.

При надлежащей математической реализации метод [23] применим для расчета осадок грунтовых оснований и фундаментных плит при условии прямого (путем комплексных лабораторных и полевых исследований по надлежащей методике) определения параметров модели грунта ( $R_{oc}$  и  $\Delta\sigma_p$ ,  $E_{ep}$  и  $E_e$ ), а также при нагрузках на основание, не превышающих его нормативного расчетного сопротивления (0,5 МПа). Последнее ограничение обусловлено тем, что метод [23] не учитывает существенную роль нелинейных сдвиговых деформаций грунта и образования зон предельного равновесия в основании при больших нагрузках.

Для устранения этого недостатка нелинейная модель грунта была усовершенствована [23]. Методика учета нелинейной упругопластической работы грунтов [33] была разработана и апробирована при исследованиях работы оснований и фундаментов на слабых грунтах, для которых влияние нелинейности весьма существенно даже при обычных нагрузках.

Метод [33] основан на использовании в расчетах не только вертикальных, как в [23] и нормативных методах [5–9], но и особым образом определяемых суммарных нормальных напряжений в основании. Это позволяет точнее учитывать неоднородность основания по глубине и применить более совершенную модель нелинейного деформирования грунта.

Для расчета коэффициента  $\beta$  и определения дополнительных суммарных нормальных напряжений  $\Delta\sigma_m$  в [33] путем аппроксимации зависимости (3) с учетом влияния равенства боковых деформаций на границах слоев основания выведен приведенный коэффици-

ент бокового давления  $\xi$  (при вертикальной компрессии  $\Delta\sigma_z$ ), при котором

$$\beta = 1 - 2\nu\zeta; \Delta\sigma = (1 + 2\zeta)\Delta\sigma_z, \quad (5)$$

где  $\Delta\sigma_z$  – дополнительное вертикальное нормальное напряжение.

Принятая в [33] нелинейная модель грунта учитывает билинейную диаграмму (см. рис. 2) вертикального деформирования со структурной прочностью грунта на сжатие ( $\sigma_f = \sigma_p$ ), определяемой по формуле (2), и на сдвиг ( $\sigma_f = \sigma_c$ ), используется  $\sigma_p$ . Для описания упрочнения грунта при пространственном сжатии с параметрами Кулона–Мора (эффективный угол трения  $\varphi$  и переменное удельное сцепление  $c' = c_p \sigma_p$ ,  $c_p$  – нормализованное сцепление) как критерий прочности при сдвиге (текучести), определяющий величину  $\sigma_c$  (рис. 3).

Для проверки достоверности расчетов осадок грунтовых оснований методом [33] использованы результаты описанных натурных наблюдений за осадками реальных фундаментов различных видов, размеров, нагрузок и глубин заложения в разных грунтовых условиях. Для сопоставления применялись средние арифметические максимального и минимального перемещений фундаментных марок (расчетных осадок соответствующих точек фундамента). На рис. 4 сопоставлены фак-

тические и расчетные осадки. Биссектриса, исходящая из начала координат, соответствует полному совпадению величин расчетных и фактических осадок (коэффициент достоверности  $K_d = 1$ ). Прямая регрессии, являющаяся средней для расчетных точек, приближенно характеризует точность методики [33]. Поскольку выдаваемые изыскателями схемы напластований и характеристики грунтов обычно весьма приблизительны (из-за небольшого количества скважин, грубого оборудования, использования косвенных методов и пр.), степень согласования с данными наблюдений ( $K_d = 0,85$ ) можно признать удовлетворительной.

Разработанные методики расчетов фундаментных плит [23, 33] реализованы в программе PLASTD для персональных компьютеров [25]. Программа позволяет определять НДС как в грунтовом массиве, так и в фундаментных конструкциях, взаимодействующих с грунтом на разных этапах возведения сооружения. При этом учитываются характерные свойства грунтов (неоднородность, упруго-пластичность и пр.) и требования к расчету железобетонных конструкций, предъявляемые нормами по высотному строительству [3]. Программа PLASTD успешно использована НИИОСПом и другими проектно-конструкторскими организациями при реальном проектировании более 70 фундаментных

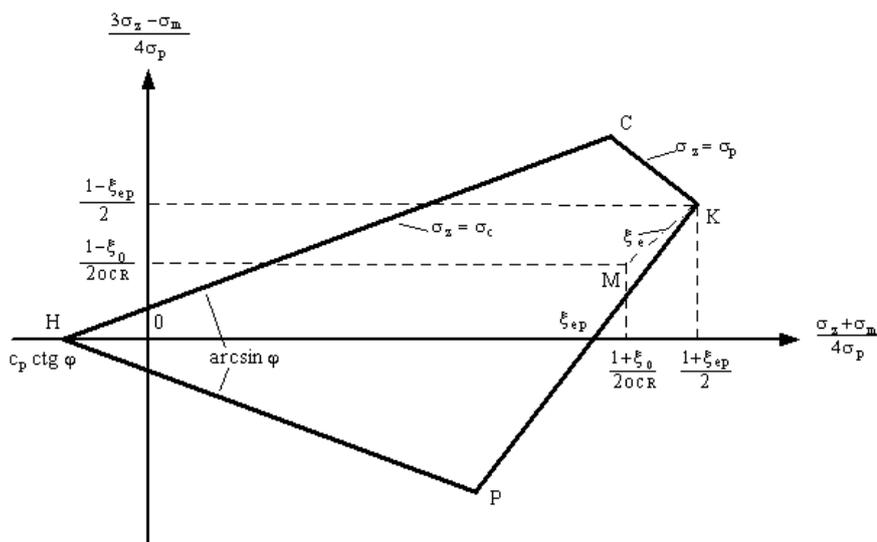


Рис. 3. Расчетные поверхности нагружения (текучести при сжатии и сдвиге) при пространственном деформировании грунта

конструкций. Наиболее распространенными приложениями программы являются проверка осадок и кренов сооружений с плитными и плитно-свайными фундаментами, а также расчет действующих усилий в плитах и их рабочего армирования по прочности и требуемой трещиностойкости. Программа PLASTD может также применяться для определения переменных коэффициентов жесткости грунтового основания, позволяющих выполнять приемлемые расчеты по программным комплексам типа ЛИРА. Такие расчеты должен проводить квалифицированный специалист-геотехник, знакомый с основами МКЭ.

При определенных условиях специалисты-геотехники для определения переменных коэффициентов жесткости грунтового основания могут успешно использовать популярные геотехнические программы PLAXIS [27, 28]. Для расчетов можно применять заложенную в эти программы упругопластическую модель Мора–Кулона, основные прочностные и деформационные параметры грунтов ( $c$ ,  $\phi$ ,  $E_e$  и  $\nu_e$ ) которой в целом соответствуют рекомендованным в [5–12] и реализованным в [33] концепциям учета упругопластических свойств грунтов. Согласно приведенным рекомендациям, эти параметры должны устанавливаться путем прямого определения в рабочем диапазоне напряжений, соответствующем нагрузкам, передаваемым на основа-

ние. Рекомендации [27, 28] по приближенному назначению нестандартного параметра  $\psi$  (угол дилатансии) по типу грунта являются достаточно консервативными и обеспечивают запас надежности.

Хотя указанная модель не позволяет учитывать структурную прочность грунта на сжатие  $\sigma_p$  в явном виде, при простом нагружении (когда нагрузка на фундаменты в основном возрастает) влияние  $\sigma_p$  можно с удовлетворительной степенью приближения учесть неявно. Для этого на основании билинейности диаграмм (см. рис. 2) величины расчетных  $E_e$  и  $\nu_e$  принимают равными средним (секущим) значениям в рабочем диапазоне напряжений. Кроме того, величина  $\sigma_p$  должна учитываться при назначении величины коэффициента начального бокового давления  $\xi_0$ , характеризующего природное (бытовое) НДС. Для этого используют формулу (2) или эквивалентный способ определения  $\xi_0$  по так называемой  $K_0$ -процедуре [27, 28].

Автором разработаны методики адаптации параметров модели упрочнения, заложенной в программы PLAXIS [27, 28] к упругопластической модели грунта [33]. Методики также опираются на данные стандартных инженерно-геологических изысканий, включающих стандартные [17] компрессионные и стабилометрические испытания образцов грунта ненарушенной структуры.

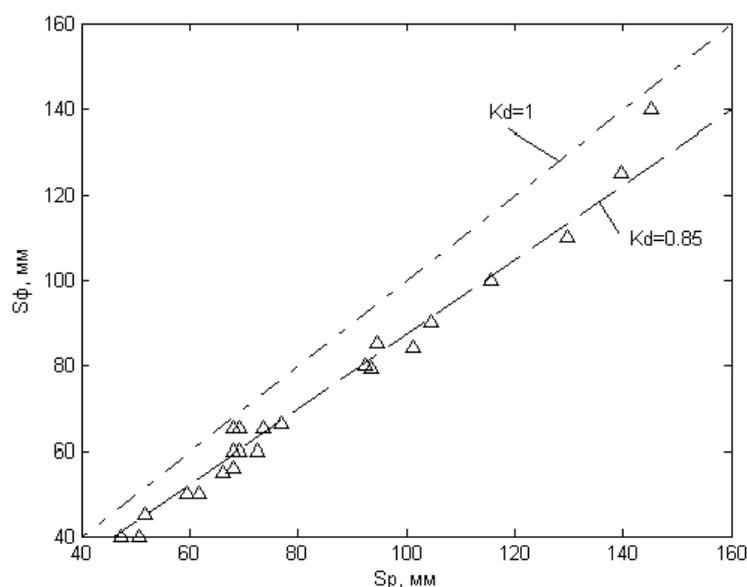


Рис. 4. Сопоставление расчетных [33] (PLASTD) осадок  $S_p$  с измеренными  $S_\phi$

**Методики расчета свайных, свайно-плитных, плитно-свайных и вертикально армированных оснований.** При характерных для высотного строительства повышенных нагрузках на фундаменты устройство обычного плитного фундамента может оказаться невозможным из-за недопустимых деформаций основания. С другой стороны, проектирование свайных и КСП фундаментов по нормам [7, 10, 11] часто нерационально или невозможно. Требуемые шаг или длина свай оказываются меньше или больше допустимых нормами [7, 10, 11] и строительной практикой из-за методических или технологических ограничений. Заложенные в [7, 10, 11] эмпирические и упрощенные зависимости приемлемы только для обычных зданий.

Однако отказ от нормативной расчетной схемы свайного фундамента, когда учитывается только сопротивление свай, ограничиваемое величиной в 1...1,4 раза меньше расчетной несущей способности одиночной сваи, и размещение свай по условиям обеспечения безопасных деформаций системы плита – свайное основание и прочности ее несущих элементов позволяют существенно повысить уровни нагружения свай (вплоть до использования их максимальной несущей способности по грунту) и грунта (с достижением высокой степени его уплотнения). Такой подход к проектированию характерен для вертикально армирования основания упрочненными армозементами.

При наличии адекватных зависимостей нагрузка – осадка для опирающейся на армированное или свайное основание подошвы плиты-ростверка достоверный статический расчет можно выполнить по схеме пластины на нелинейно-деформируемых элементах податливости («пружинах») путем реализации итерационного алгоритма Шварца, автоматизированного в программе PLASTD [25], или путем повторных запусков программных комплексов типа ЛИРА с пересчетом жесткостей предусмотренных в них линейных пружин по секущей жесткости нелинейных элементов податливости. Пренебрежение пересчетом при проектировании плит-ростверков по этим комплексам может привести к завышению нагрузки, принятой свай, до значений, превышающих ее несую

щую способность, и исказить деформации и усилия в фундаменте.

Достоверно определить параметры элементов податливости свайных групп и вертикально-армированных оснований можно на базе теоретических решений, учитывающих совместную работу и взаимодействие свай-армоземента и грунта, нелинейность его деформирования при сжатии и сдвиге, неоднородность грунтового основания и пр. Такие решения позволяют учесть зависимость податливости свай и грунта от шага и длины свай, уровня передаваемой нагрузки, неоднородности грунтового основания и свай по глубине и др.

Методологические основы теоретического анализа работы вертикально-армированных грунтовых массивов и больших свайных групп («полей» в терминах норм [7]) сформулированы в работе [35]. Для получения теоретического решения введено понятие расчетной армированной ячейки, представляющей собой вертикальный объем, по оси которого располагается армоземента (свая) и в который входят все точки грунтового массива, лежащие к этой оси ближе, чем к любой другой. Вследствие симметрии регулярной в плане сетки свайного поля и загрузки массива касательные напряжения на стенках этого объема и их горизонтальные смещения пренебрежимо малы. Для учета взаимодействия армоземента с грунтом вводится нелинейное контактное условие. Это позволяет отразить локализацию сдвиговых деформаций грунта у боковой поверхности армоземента и описать сопротивление грунта у торцов свай. Нелинейное сопротивление (вертикальный отпор) грунта продольному смещению армоземента и телескопическому сдвигу окружающего грунта описывается относительно разницы средних смещений армоземента и грунта. Расчетная ячейка (армированная толща) посредством граничных условий сопрягается с выше- и ниже расположенным массивом или граничной конструкцией (ростверком). При выводе зависимостей для отпоров грунта расчетная ячейка считается круговой с равной площадью поперечного сечения. Гладкий цилиндр грунта, включающий такую ячейку, применялся в НИИОСП (Д. Е. Разводовским и др.) для исследований и практических расче-

тов большеразмерных свайных групп с использованием упругопластических моделей грунта, заложенных в программу PLAXIS [27].

В [35] приведена система уравнений для определения НДС армированной ячейки с учетом нелинейности работы грунта при сжатии (билинейная модель со структурной прочностью [23]) при сдвиге, включая эффекты упрочнения при предварительном уплотнении, разрушения при сдвиге и его локализацию вблизи контактной поверхности (армоэлемента и грунта). В уравнениях связи между напряжениями и деформациями принимается, что армоэлемент работает в условиях одноосного сжатия, а грунт – в условиях невозможности бокового расширения. Осадки массива грунта, расположенного выше и ниже армированной толщи, также рассчитываются с учетом нелинейности при сжатии усовершенствованным методом послойного суммирования [23] и описывают рассеивание вертикальных напряжений от приложенной нагрузки в грунтовом массиве над оголовками армоэлементов или под условным фундаментом, расположенным в уровне пят армоэлементов.

Метод [35] усовершенствован автором [37]. В частности, решение [35] обобщено для учета:

осесимметричного трехосного деформирования грунта и армоэлемента (вместо одномерного и одноосного сжатия);

более общей упругопластической модели грунта [33], работы армоэлемента по модели грунта (это позволяет точнее моделировать деформирование армоэлемента из упрочненного грунта и локальное разрушение грунта у торцов жесткого армоэлемента);

оборудования армоэлементов развитым оголовником («шляпкой») и уширенной пятой и др.

В полученном решении радиальные и тангенциальные напряжения нелинейно изменяются в поперечном сечении окружающего армоэлемента грунта с ростом радиальной координаты. Использование полученных зависимостей позволяет более достоверно рассчитывать прочность ствола армоэлемента с учетом эффекта стесненности его боковых деформаций, а также предельное боковое трение грунта по его боковой поверхности и

развитие зоны упругопластического состояния грунта в стороны от боковой поверхности и торцов армоэлемента. Представление всей расчетной сжимаемой толщи исключительно осевой ячейкой (гладким цилиндром, как в расчетах по PLAXIS 2D [27]) полностью исключает возможность рассеивания напряжений в толще, подстилающей армированный массив, и может существенно исказить ее деформируемость при ограниченных размерах свайного основания в плане.

Разработанные методики [35, 37] расчетов вертикально-армированных оснований реализованы в программе ARMD [38]. Простота расчетных моделей, использование для их реализации метода конечных разностей (МКР) и введение в программу ARMD сервисных возможностей позволяют оперативно оценивать эффективность армирования и проводить широкие параметрические исследования, практически невозможные при использовании усложненных программ типа PLAXIS [27, 28], ANSYS, FEM models, ЗЕМЛЯ и пр.

Приведем некоторые из представленных в [39] результатов использования методики [37], достаточно актуальной с точки зрения рациональности изменения нормативной концепции [7, 10, 11] расчетов свайно-плитных и плитно-свайных фундаментов при высотном строительстве. Исследования проводились на примере [33, 37] с реальными параметрами сооружений, передающих повышенные нагрузки на фундаменты при деформационных и прочностных показателях характеристик грунтов (суглинок полутвердый), не позволяющих использовать обычную фундаментную плиту. (Когда ее абсолютные осадки на естественном основании превышают 15...20 см, относительный прогиб больше 0,0008...0,0012 или горизонтальное смещение верха здания превышает 0,001...0,002 его высоты). Сваи (ж/б буронабивные, диаметром 1 м) считались достаточно прочными, что обеспечивало возможность полной реализации их несущей способности по грунту.

Зависимости осадки  $S$  ростверка (армированной ячейки) от нагрузки для головы сваи  $N_p$  и грунта  $P_g$  под ростверком при различном шаге  $S_p$  квадратной сетки свай длиной  $L = 20$  м приведены на рис. 5. Полученные по ARMD графики носят ярко выраженный нелинейный

характер. Это подтверждает важность реализации алгоритма Шварца в программе PLASTD и методике повторных пересчетов при описании сваи линейной «пружиной», рекомендуемой для расчета плит-ростверков по программам типа ЛИРА. Характер нелинейности расчетных (по ARMD) графиков  $N_p - S$  (см. рис. 5, а) отличается от характерного для нормативной одиночной сваи. Обобщенному графику лучше подходит не вертикальная, а наклонная асимптота, отражающая существенное возрастание предельного сопротивления сваи по мере уплотнения окружающего грунта. Интересно, что жесткости и предельные сопротивления свай в составе группы могут отличаться от значений этих показателей у нормативных одиночных свай (см. рис. 5, а). При этом начальная жесткость нормативной сваи (прил. 4 [7] или И [10]) всегда ниже, что объясняется пренебрежением начальной повышенной жесткостью грунтов при использовании модуля общих (упругих и упругопластических) деформаций грунта и модели упругого полупространства (без ограничения сжимаемой толщи).

Для свайно-плитного и плитно-свайного

фундаментов значима существенная зависимость от  $S_p$  расчетного сопротивления (жесткости) межсвайного грунта по подошве ростверка (см. рис. 5, б). Это совершенно не учитывается нормами [10] (формула (7.39) и [11] (формула (2) приложения И), в которых данное сопротивление для КСП фундамента принимается по жесткости основания плиты при отсутствии свай.

Кроме программы ARMD, для определения переменных коэффициентов податливости свайного и вертикально-армированного основания при отмеченных выше условиях специалисты-геотехники могут успешно использовать программы PLAXIS 2D [27] (для гладкого цилиндра, охватывающего осесимметричную армированную ячейку, при небольшой глубине подстилающей сваю сжимаемой толщи) и для более общих расчетов – PLAXIS 3D Foundation [28] (для учета пространственной работы свайных групп). Последняя программа использовалась в НИИОСП для исследования практического значения краевых эффектов, возникающих в свайных группах. По результатам исследований [40, 41] можно сделать ряд выводов.

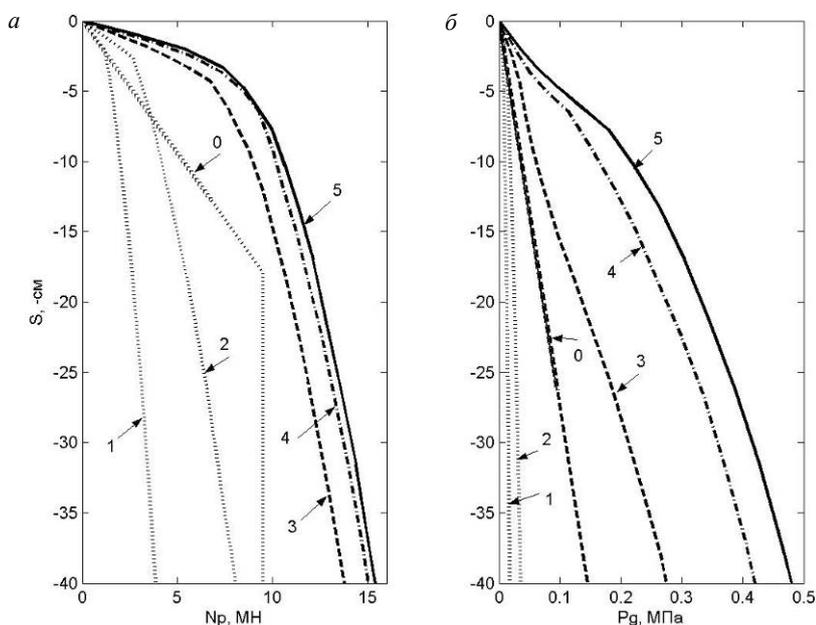


Рис. 5. Расчетные графики зависимости сопротивления свай  $N_p$  (а) и грунта  $P_g$  (б) от средней осадки  $S$  армированной ячейки при шаге  $S_p$  квадратной сетки свай: 0 – по нормам [7, 10, 11]; 1–5 – по методике [37–39] (ARMD) –  $2d$  (0, 1);  $3d$  (2);  $5d$  (3);  $7d$  (4);  $9d$  (5), где  $d$  – диаметр свай

В соответствии с исследованиями, выполненными в России и за рубежом, установлено, что работа одиночной сваи существенно отличается от работы сваи в составе одновременно загружаемой свайной группы. Осадка свайной группы существенно больше осадки одиночной сваи при той же нагрузке. Чем меньше шаг свай, тем сильнее проявляется этот эффект. На основании результатов многочисленных упругих решений и ограниченных данных экспериментов и упругопластических расчетов [21, 42 и др.] принято считать, что в свайной группе крайние (угловые и торцевые) сваи воспринимают большую нагрузку (обладают большим сопротивлением вдавливанию), чем внутренние. 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 [21].

Однако, как показали полевые эксперименты [43] и расчетные исследования [40, 41], когда несущая способность крайней сваи по грунту исчерпана, а прочность ее ствола по-прежнему достаточна, может возникнуть обратная картина – нагрузка, воспринимаемая внутренней свайей, становится больше, чем у крайней. Такая трансформация соотношения сопротивлений крайних и внутренних свай названа эффектом крайней сваи [40]. При

отсутствии учета этого эффекта поверхность ростверка, особенно в зоне, близкой к краю, из вогнутой может превратиться в выгнутую, а сжатые волокна – в растянутые. В нижней зоне ростверка соответствующие превращения будут обратными. В наибольшей степени эффект крайней сваи может наблюдаться в плитно-свайных фундаментах, в которых допускается полное использование предельного сопротивления сваи по грунту.

В качестве иллюстрации рассмотрим результаты одного из представленных в [41] вариантов расчетного моделирования нагружения плитного ростверка, опирающегося на 36 свай сечением 30 x 30 см, длиной 12 м, при шаге  $S_p$  квадратной сетки свай 1,5 м. Сваи прорезают прослой несележавшей суглинистой насыпи, мягкопластичных суглинков, песков средней плотности и на 6,2 м погружены в полутвердые суглинки. Расчетная равномерно распределенная нагрузка на ростверк была доведена до 0,60 МПа. Сначала усилия в торцевых и угловых сваях были значительно выше, чем в центральных сваях фундамента. Однако с ростом нагрузки (рис. 6) ситуация изменилась и при 0,40 МПа усилия стали практически одинаковыми, а при дальнейшем увеличении нагрузок до 0,60 МПа усилия в торцевых и угловых сваях стали в 1,5 раза меньше, чем в центральных. Анализ изменения напряжений в ростверке показал, что

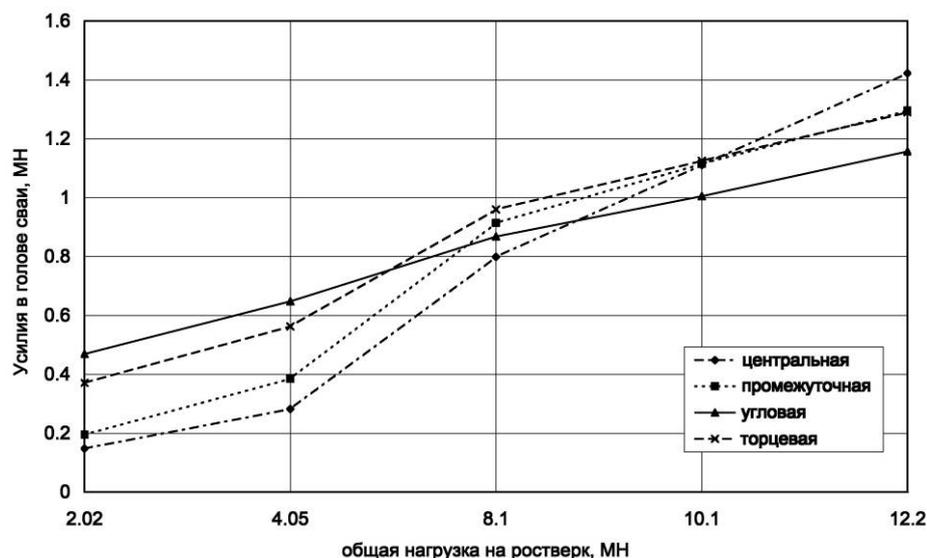


Рис. 6. Расчетные графики изменения сопротивлений крайних и внутренних свай при возрастании нагрузки на ростверк

первоначально (при нагрузке на ростверк до 0,40 МПа) наблюдался его прогиб, а после 0,40 МПа – выгиб.

Сложная многоэтапная работа свай и ростверка должна учитываться при их проектировании. Для этого проектирование плитных ростверков следует осуществлять при двух крайних соотношениях податливостей свай: 1) характерном для упругой стадии работы грунтового массива, при которой сопротивление краевых свай выше, чем внутренних; 2) характерном для упругопластической стадии работы значительной части грунтового массива, при которой сопротивление краевых свай ниже, чем внутренних. Эти варианты подобны рекомендованным выше для проектирования фундаментных плит.

Регулирование сопротивления свай в группе посредством изменения длины и/или шага свай должно достоверно учитывать стадию работы грунтового массива. Поэтому отмеченный выше способ [21] можно успешно использовать лишь при расчетных нагрузках на сваи, соответствующих упругой стадии. Так как на этой стадии сопротивление грунта по подошве ростверка составляет незначительную часть нагрузки, воспринимаемой сваями, в реальных плитно-свайных фундаментах (когда плита несет существенную часть нагрузки) такой прием вряд ли рационален.

### Список литературы

1. *Магай А. А., Магай Е. А.* Проблемы проектирования и строительства высотных зданий// Жилищное строительство. – 2005. – №4. – С. 2–5.
2. *Общие* положения к техническим требованиям по проектированию жилых зданий высотой более 75 м/ Правительство Москвы; ОАО ЦНИИЭП жилища и др. – М., 2002.
3. *МГСН 4.19–2005.* Временные нормы проектирования многофункциональных высотных зданий и зданий-комплексов в г. Москве/ Правительство Москвы; ОАО ЦНИИЭП жилища и др. – М., 2005.
4. *Рекомендации* по проектированию и устройству оснований, фундаментов и подземных частей многофункциональных высот-

ных зданий и комплексов/ НИИОСП. – М., 2006.

5. *СНиП 2.02.01–83\**. Основания зданий и сооружений/ Госстрой РФ; НИИОСП. – М., 1985.

6. *СНиП 2.02.02–85\**. Основания гидротехнических сооружений/ Госстрой РФ; ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева и др. – М., 2004.

7. *СНиП 2.02.03–85.* Свайные фундаменты/ Госстрой РФ; НИИОСП. – М., 1986.

8. *Пособие* по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 2.02.01–83)/ НИИОСП. – М.: Стройиздат, 1986. – 415 с.

9. *СП 50-101–2004.* Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений/ Госстрой РФ; НИИОСП и др. – М., 2005.

10. *СП 50-102–2003.* Проектирование и устройство свайных фундаментов/ Госстрой РФ; НИИОСП. – М., 2004.

11. *МГСН 2.07–2001.* Основания, фундаменты и подземные сооружения/ Правительство Москвы; НИИОСП и др. – М., 2003.

12. *ТСН 50-302–2004.* Основания, фундаменты и подземные сооружения/ Правительство Санкт-Петербурга; Санкт-Петербургская экспертно-консультативная комиссия по основаниям, фундаментам и подземным сооружениям. – СПб., 2004.

13. *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.

14. *Nagaraj T. S. e.a.* Analysis of compressibility of sensitive soils// Journal of Geotechnical Engineering.– 1990.– Vol.116, №1.– P. 105–118.

15. *Коновалов П. А., Безволев С. Г., Гончаров В. Г.* Экспериментально-теоретическая проверка природной недоуплотненности слабого глинистого грунта// Инженерная геология. – 1992. – №6. – С. 107–114.

16. *Graham J., Noonan M. L., Lew K. V.* Yield states and stress-strain relationships in a natural plastic clay// Canadian Geotechnical Journal.– 1983.– Vol.20, №3.– P. 502–516 (англ.яз.).

17. *Болдырев Г. Г., Сидорчук В. Ф.* Определение механических свойств грунтов в компрессионном приборе с измерением боковых

- напряжений// Материалы сайта [www.geoteck.ru](http://www.geoteck.ru/publications/articles/bok_davl/index.html) ([http://www.geoteck.ru/publications/articles/bok\\_davl/index.html](http://www.geoteck.ru/publications/articles/bok_davl/index.html)); Публикации ООО «Геотек»/ Пензенский государственный архитектурно-строительный университет.– Пенза.
18. *ГОСТ 12248–96*. Грунты. Методы лабораторного определения характеристик прочности и деформируемости/Госстрой РФ; НИИОСП и др. – М., 1997.
19. *ГОСТ 20276–99*. Грунты. Методы полевое определения характеристик прочности и деформируемости/Госстрой РФ; НИИОСП и др. – М., 2000.
20. *Абелев М. Ю., Абелев К. М.* Форма взаимодействия между проектными и изыскательскими организациями в связи с отменой обязательного применения СНиП// Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2006. – №4. – С. 25–27.
21. *Катценбах Р., Шмитт А., Рамм Х.* Основные принципы проектирования и мониторинга высотных зданий Франкфурта-на-Майне. Случаи из практики// Реконструкция городов и геотехническое строительство. – 2005. – №9. – С. 80–99.
22. *Еремин В. Я., Еремин А. В.* Высотным зданиям – надежный фундамент// Проблемы механики грунтов и фундаментостроения в сложных грунтовых условиях: тр. междунар. конф. – Уфа, 2006. – Т.1. – С. 69–75.
23. *Федоровский В. Г., Безволев С. Г.* Расчет осадок фундаментов мелкого заложения и выбор модели основания для расчета плит// Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2000. – № 4. – С. 10–18.
24. *Горбунов-Посадов М. И., Маликова Т. А., Соломин В. И.* Расчет конструкций на упругом основании.– М.: Стройиздат, 1984.
25. *Безволев С. Г.* Автоматизированные средства для расчета фундаментных плит: Ч.1,2// Механизация строительства. – 2003. – №12. – С.15–18; 2004. – №5. – С. 20–21.
26. *Крыжановский А. Л., Рубцов О. И.* Вопросы надежности проектного решения фундаментных плит высотных зданий// Вестник МГСУ. – 2006. – №1. – С. 191–198.
27. *PLAXIS 2D*. v.8/ Eds R. B. J. Brinkgreve. – Abingdon e.a.: Balkema, 2002.
28. *PLAXIS 3D Foundation*. v.1/ Eds R. B. J. Brinkgreve & W. Broere. – Abingdon e.a.: Balkema, 2004.
29. *Ефремов М. Г., Коновалов П. А., Михеев В. В.* К вопросу о распределении послойных деформаций грунта в сжимаемой толще глинистых и песчаных оснований (по материалам полевых испытаний)// Основания, фундаменты и механика грунтов.– 1963.– №6.
30. *Чикишев В. М.* Экспериментальные исследования напряженно-деформированного состояния водонасыщенных глинистых грунтов в основании круглых жестких штампов// Механика грунтов, основания и фундаменты: Межвуз. темат. сб. тр./ ЛИСИ.– Л., 1977.– С. 42–50.
31. *Тугаенко Ю. Ф. и др.* Деформации слабых оснований фундаментов большой площади// Проектирование и устройство фундаментов в условиях слабых грунтов: Материалы науч.-техн. семинара.– Л., 1990.– С. 62–66.
32. *Галашев Ю. В., Дыба В. П.* К выбору нижней границы сжимаемой толщи основания// Исследования и разработки по количественному проектированию фундаментов и оснований: Межвуз. сб./ НПИ.– Новочеркасск, 1990.– С. 124–122.
33. *Безволев С. Г.* Методика учета деформируемости неоднородного упругопластического основания при расчете фундаментных плит// Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2002. – №5. – С. 8–14.
34. *Федоровский В. Г., Безволев С. Г., Дунаева О. М.* Методика расчета фундаментных плит на нелинейно-деформируемом во времени основании// Нелинейная механика грунтов: Тр. IV Рос. конф. с иностр. участием.– СПб., 1993.– Т.1.– С. 81–86.
35. *Федоровский В. Г., Безволев С. Г.* Метод расчета свайных полей и других вертикально-армированных грунтовых массивов// Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1994. – №3. – С. 11–15.
36. *Голли А. В.* Мониторинг напряженно-деформированного состояния грунтов в основании сооружений// Реконструкция городов и геотехническое строительство. – 2003. – №5. – С. 128–132.
37. *Безволев С. Г.* Совершенствование метода расчета свайных полей и вертикально-армированных грунтовых массивов// 75 лет

НИИОСП им. Н. М. Герсеванова: Сб. науч. тр. – М., 2006. – С. 82–92.

38. *Безволев С. Г.* Программные средства для укрепления слабых оснований вертикальным армированием// Транспортное строительство. – 2003. – №3. – С. 18–20.

39. *Безволев С. Г.* Расчетный анализ сопротивления свай и грунта вдавливанию плитного ростверка// Проблемы механики грунтов и фундаментостроения в сложных грунтовых условиях: Тр. междунар. конф. – Уфа, 2006. – Т.1. – С. 35–42.

40. *Петрухин В. П., Безволев С. Г., Шулятьев О. А., Харичкин А. И.* Эффект краевой сваи и его учет при проектировании плитного ростверка// Реконструкция городов и геотехническое строительство. – 2006. – №11.

41. *Харичкин А. И., Безволев С. Г., Шулятьев О. А.* Практическое исследование эффекта краевой сваи// 75 лет НИИОСП им. Н. М. Герсеванова: Сб. науч. тр. – М., 2006. – С. 202–211.

42. *Шашкин К. Г.* Расчет напряженно-деформированного состояния основания фундаментов и здания с учетом их взаимодействия// Реконструкция городов и геотехническое строительство. – 2003. – №4.

43. *O'Neill M. W., Hawkins R. A., Mahar L. J.* Load transfer mechanism in piles and pile groups// Journal of Geotechnical Engineering Division/ASCE. – 1982. – Vol.108, №12. – P. 1605–1623.

#### ОТ РЕДАКЦИИ

В статье выполнен чрезвычайно актуальный и интересный анализ проблем, связанных с проектированием фундаментов высотных зданий. Как справедливо отмечается в статье, действующие в основании высотных зданий высокие давления могут приводить к качественному изменению работы грунта. Основным вопросом при проектировании высотных зданий, очевидно, является корректный учет деформаций основания.

В некотором роде данная статья оппонирует опубликованной в этом же журнале статье В.М. Улицкого и др., создавая на страницах журнала элемент полезной дискуссии. В отличие от указанной работы, в которой делается попытка использования нелинейных моделей механики грунтов для расчета осадок (что позволяет избавиться от необходимости искусственного ограничения сжимаемой толщи), в данной статье за основу выбраны традиционные методы расчета осадок по модели линейно-деформируемой среды. В данные методы внесены изменения и дополнения для учета совместной работы с конструкциями здания (с использованием итерационного алгоритма Шварца), по учету работы грунта на стадии повторного нагружения (использование билинейной модели), по приближенному учету нелинейной работы свай и др. Использование привычных для инженеров подходов, безусловно имеет свои преимущества.

Следует, однако, заметить, что принципиальным фактором, определяющим величину расчетной осадки при использовании инженерных методов, является глубина сжимаемой толщи. В статье данному вопросу, к сожалению, не уделено достаточного внимания. Приведенное в статье сравнение расчетных и измеренных осадок относится к обычным (не высотным) зданиям. В связи с отсутствием длительных наблюдений за высотными зданиями пока невозможно судить о применимости эмпирических правил ограничения сжимаемой толщи для существенных давлений в основании высотных зданий.

Также трудно согласиться с утверждениями автора о преимуществе применяемых аналитических методов по сравнению с чис-

ленными. И те, и другие методы имеют и преимущества, и недостатки, и только их грамотное применение (и взаимное сравнение) может обеспечить корректность расчетов. Преимуществом аналитических методов обычно является простота и возможность проверки результатов. В то же время усложнение этих методов и заключение их в недоступную для анализа программу устраняет это преимущество. При этом аналитические методы неизбежно содержат многочисленные уп-

рошающие допущения (например, эпюра напряжений по модели изотропного упругого полупространства не будет соответствовать действительности при наличии подстилающего скального основания и т.д.).

В целом проявившаяся на страницах журнала конкуренция идей представляется плодотворной и позволяет специалистам выбирать наиболее адекватные подходы к решению практических задач проектирования фундаментов.