

## ПРИРОДА ОБРАЗОВАНИЯ КРЕНОВ И СПОСОБЫ ИХ ВЫРАВНИВАНИЯ (ИЗ ПРАКТИЧЕСКОГО ОПЫТА)

Крен — наиболее опасная деформация здания, так как в большинстве случаев она является **прогрессирующей**, то есть **нарастающей за отчетный период**. Это происходит вследствие увеличения эксцентриситета нагрузки из-за наклона объекта, нарастания краевых напряжений под подошвой плиты и развития под ней пластических деформаций. В определенный момент времени, когда зона пластических деформаций, особенно при эксцентрической нагрузке, охватывает значительную область основания, оно может потерять несущую способность. В этом случае опрокидывание здания (сооружения) становится неизбежным.

Классические примеры таких аварий в механике грунтов хорошо известны. Вспомните Трансконский элеватор в Канаде, построенный в 1911-13 гг. Он имел размеры в плане 23,5 x 50,5 м при емкости 35 тыс м<sup>3</sup> и был установлен на железобетонной плите толщиной 60 см при заглублении 3,6 м. Основание этого сооружения состояло из ледниковых озерных отложений глины толщиной 9 м с линзами ила, похожей на петербургские ленточные глины. В октябре 1913 г., когда элеватор еще не был загружен на полную мощность, менее чем за час произошла его вертикальная осадка на 35 см. Он начал стремительно крениться, причем спустя несколько следующих часов угол отклонения к вертикали достиг 26° (одна сторона опустилась на 7,3 м, а другая поднялась на 1,5 м). Только благодаря высокой жесткости элеватор не разрушился.

Причиной этой аварии явилась перегрузка слабого основания с формированием классического выпора. Этот пример должен быть всегда перед глазами проектировщиков, которые при слабых грунтах нередко предпочитают плитные фундаменты для зданий повышенной этажности. Тем более, что в последнее время специалистам нашей организации все чаще приходится сталкиваться с похожими (аварийными) ситуа-

циями в Санкт-Петербурге, решая вопросы не только остановки крена, но и возврата здания в исходное положение, а также стабилизации основания. Буквально в июне 2012 г. была закончена такая работа по 12-этажному жилому дому на ул. Киевской, 3, корп. 1А, и двум лестничным клеткам многоуровневого паркинга по ул. Парашютной.

В первом случае здание-недострой простояло без консервации около четырех лет. Что оно представляло собой зимой 2011 года? Размер в плане 48 x 18 м при высоте 48,5 м, фундамент в виде плиты толщиной 600 мм на естественном основании, которым служат пылеватые пески средней плотности, насыщенные водой,  $E=130$  кг/см<sup>2</sup>, мощностью до 2,5 м. Под ними, выклиниваясь в сторону Киевской ул. на расстоянии от 2,3 до 0,7 м залегает слабый грунт (суглинок тяжелый, пылеватый, серый, неяснослоистый текучепластической консистенции).

Результаты измерения показали разность осадок плитного фундамента 3,8 см на расстоянии 15,4 м (в поперечине). Это означало, что крен в сторону двора достиг величины  $i = 3,8/1540=0,0025$ . Анализ данных наблюдений за предыдущие годы, проводившийся по построенным графикам, позволил дать прогноз ближайшей динамики этого показателя. Так в конце 2011 г. он мог достигнуть значения  $4,5/1540=0,003$ , а спустя еще год —  $5,3/1540=0,0034$ . В этом случае  $i$  приблизилась бы к своему предельному значению — 0,004, что уже ощутимо зрительно и поэтому недопустимо.

Для установления причин развития таких деформаций были проанализированы графики развития осадок, выполнены проверка слабого подстилающего слоя грунта и оценка конструктивной схемы здания, обследовано основание под плитой в зимних условиях. Результаты обследования показали:

- пол в подвале корпуса 1А покрыт льдом толщиной до 60 см;



- основание под его фундаментной плитой промерзло на глубину 1,2 м, к тому же на протяжении всех 4-х лет это происходило регулярно, в силу чего оно является расструктурированным (выяснено в процессе вскрытия льда и бурения через плиту скважин Ø300 мм).

Анализ графиков развития деформаций, в свою очередь, подтвердил, что 50% их приходится на июль месяц, когда оттаивает основание под плитой. Что же касается конструктивной схемы, то выяснились следующие ее недостатки:

- центр тяжести здания смещен относительно геометрического центра плиты на 3,9 м в сторону двора, что вызывает момент, пригружающий основание, в размере  $M=8716$  тсм;
- средние напряжения по подошве фундамента составили  $p=19,5$  тс/м<sup>2</sup>;
- расчетное сопротивление грунта основания  $R=24,7$  тс/м<sup>2</sup>;
- п. 2.41 СНиП 2.02.01-83\* выполняется  $p < R$  (при условии нерасструктурированного грунта);
- с учетом эксцентриситета приложения нагрузки краевые напряжения составили  $\sigma_{max}=23,56$  тс/м<sup>2</sup>, что меньше  $1,2R=28,32$  тс/м<sup>2</sup> (при условии нерасструктурированного грунта).

Проверка по слабому подстилающему слою показала, что  $\sigma_{zp} + \sigma_{z0} = 19,2 + 0,9742 = 21,14$  тс/м<sup>2</sup> при  $R_z = 11,43$  тс/м<sup>2</sup>. Получалось —  $\sigma_{zp} + \sigma_{z0} < R_z$ , и, таким образом, условие СНиП 2.02.01-83\* не выполняется со значительным перегрузом.

На основе всех этих данных установлено, что к незатухающим осадочным деформациям основания с развитием крена в сторону двора привел комплекс причин, включая:

- расструктурирование основания под плитой вследствие периодического промораживания в течение 4 сезонов;
- перегрузку слабого подстилающего слоя грунта и его выклинивание в сторону двора;
- эксцентриситет центра тяжести здания относительно геометрического центра плиты.

Расчет осадочных деформаций основания при глубине сжимающей толщи  $H_{с.т.} = 18,0$  м методом послыного суммирования показал, что конечная осадка плиты по дворовой стороне составит 18,4 см, по улочной — 9,94 см, крен в сторону двора достигнет 0,0046, превысив допустимую величину  $i = 0,004$ .

Разработка проекта усиления фундаментов дома по нашим рекомендациям была поручена ООО «Петер-Гиб» (генеральный директор С. Н. Сотников, ГИП М. М. Снятков) и выполнялась при консультационном участии специалистов ООО «С. К. «ФСП» в подготовке конструктивно-технологических решений. Профессор Сотников хорошо знаком с нашей технологией вдавливания свай, равно как и с методами включения их в работу по временной и постоянной схемам динамикой изменения несущей способности во времени. Это позволило подойти к работе над проектом с необходимой тщательностью и экономической целесообразностью. В результате была предложена концепция плитно-свайного фундамента, при которой 166 свай берут на себя 57% нагрузки от веса здания (11024 из 19369 тс). При этом расчетная нагрузка на сваю принималась 66 тс при финишном сопротивлении 70 тс.

Это решение принималось с некоторой долей риска, поскольку, п. 7.4.10. СП 50-102-2003 (с.45) рекомендует на плиту передавать всего 15% от общей нагрузки. Тем не менее, обоснованность такого варианта заключается в том, что сваи вдавливания увеличивают свое сопротивление по грунту в течение месяца примерно на 40%. Иначе говоря, если сопротивление вдавливания на финише было 70 тс, то по истечении одного месяца оно достигает 98 тс. Кроме этого, в результате медленного статического вдавливания происходит уплотнение массива грунта

Рис. 2. График вдавливания свай

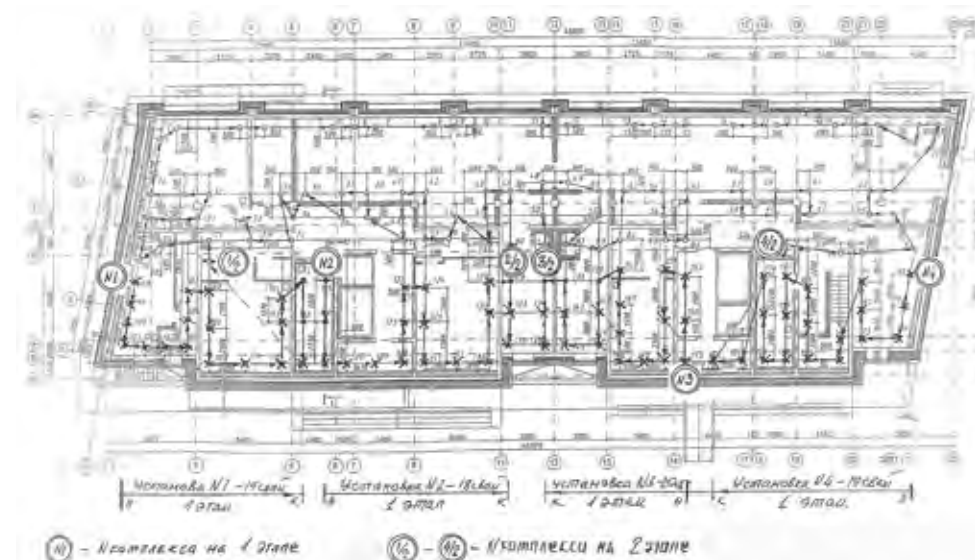
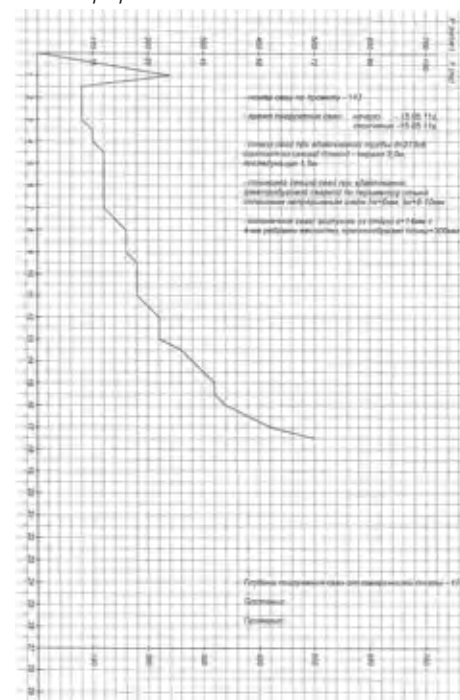


Рис. 1. План свайного поля здания

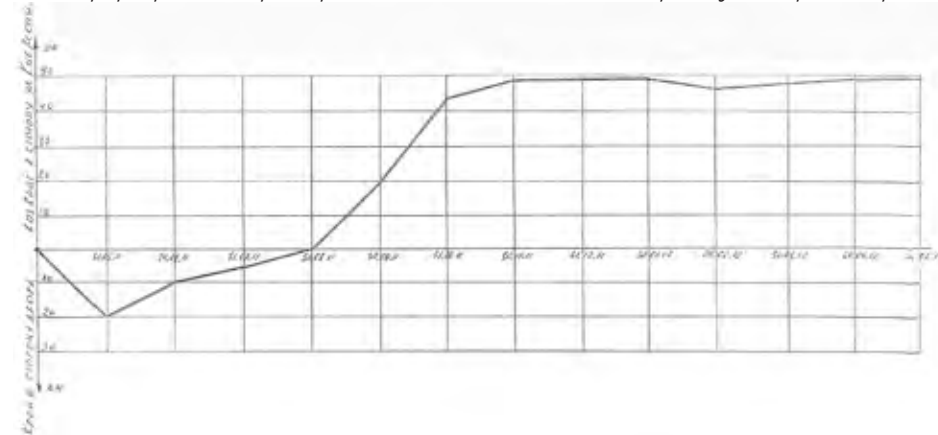
под подошвой плиты, фактически улучшение его свойств, в том числе и увеличение доли воспринимаемой основанием нагрузки (тем более что на долю основания остается всего 16% нагрузки от здания).

Как показали результаты испытания 4-х свай вдавливания, отраженные в ПКТИ № 8022 от 28.11.2011, по истечении 5 месяцев после изготовления их несущая способность составила 100 тс. Выходит, сваи взяли на себя 16600 тс из 19369 тс, а на саму плиту осталось 2769 тс, что составило 14,3%, и рекомендации СП 50-102-2003 оказались выполненными.

При выработке технологического регламента усиления основания была принята методология этапного производства работ с учетом опыта, накопленного нашей организацией. На первом этапе предполагалось, вдавив сваи со стороны крена, включить их в работу по временной схеме и остановить развитие осадочных деформаций и крен здания. То есть 76 свай из 166 (см рис. 1). При этом сваи выполнялись порядно (в 3 ряда) параллельно четырем комплексами и распределялись равномерно по длине здания (площади плиты). Сразу после вдавливания, т. е. после достижения финишного сопротивления 70 тс. (см. рис. 2) сваи включались в работу на временное сопротивление 30 тс.

Мониторинг за поведением здания показал (см. рис. 3), что на стартовом этапе, выполнявшемся в период с 1-го по 31-е мая, наблюдался процесс прогрессирующего крена. Это объясняется критическим состоянием основания, которое после внедрения за столь короткий срок первых шестидесяти свай, начало дополнительно расструктурироваться. Эффект такого воздействия на само здание оказался даже более

Рис. 3. График развития крена при вдавливании и включении свай в работу со стороны двора



Возможность возобновить строительство одного из корпусов в составе жилого комплекса на углу Киевской ул. и Московского пр. появилась только после проведения комплексных мероприятий по остановке прогрессирующего крена

