

А.И. Олейник¹, К.М. Ахмедов², В.В. Шамов³

^{1,2,3} Рудненский индустриальный институт, г. Рудный, Казахстан

ЧИСЛЕННОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ УСТОЙЧИВОСТИ МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ НА СЛАБЫХ ГРУНТОВЫХ ОСНОВАНИЯХ С УЧЕТОМ ИХ НЕЛИНЕЙНОСТИ

Аннотация. Численно исследуются проблемы потери устойчивости и обрушения высотных зданий, расположенных на слабых грунтах. Задача решается в нелинейной постановке с использованием билинейной модели грунтового основания. С позиций строительной механики критическое состояние системы «грунтовое основание – сооружение» рассматривается как безразличное состояние. Для решения поставленной задачи используется теория возмущения в сочетании с методом последовательных нагружений. На основе полученных результатов предложены варианты усиления фундамента.

Ключевые слова: устойчивость грунтовых оснований, численные методы, прогрессирующее обрушение многоэтажных зданий, нелинейные системы, билинейная модель, метод возмущений, последовательные нагружения.

Высокие темпы возведения многоэтажных зданий в современной практике строительства, особенно в быстро развивающихся административных и промышленных центрах, сопровождается стремлением к повышению этажности. Это приводит к поспешности как в проектных, так и в практических решениях. При этом высотками застраивают участки со слабыми глинистыми породами, без проведения подробных инженерно-геологических исследований, а в теоретической разработке упускаются вопросы устойчивости грунтовых оснований, которые неразрывно связаны с устойчивостью возводимых сооружений. Принято считать, что достаточной с практической точки зрения гарантией устойчивости является использование фундаментных плит в основании многоэтажных зданий. Специально расчет на устойчивость выполняют при проектировании зданий вблизи откосов и склонов, но для площадок со спокойным рельефом этому вопросу уделяется недостаточное внимание, ограничиваясь прочностными и деформационными расчетами с определением только осадки, просадки и крена фундаментов.

В основаниях зданий зачастую расположены структурно неустойчивые породы, которые в предельном состоянии ведут себя как идеально пластичные материалы. При достижении критических напряжений в этих слоях развиваются чрезмерные пластические деформации, не укладывающиеся в рамки перемещений, получаемых с помощью классических методов определения осадок и просадок зданий и сооружений.

Целью работы является численное исследование вопросов устойчивости комплексной модели «здание – основание» в нелинейной постановке с учетом пластичности грунтовых оснований, представляющих собой структурно неустойчивые породы, которые в предельно нагруженном состоянии приходят в неконсолидированное состояние и ведут себя как идеально пластичные материалы.

Исследования в этой области [1-4] объединяют комплекс взаимосвязанных вопросов, среди которых можно выделить: взаимовлияние оснований, фундаментов и конструкций возводимых сооружений; вопросов устойчивости и прогрессирующего обрушения, а также методов усиления оснований и фундаментов; уточнение кинематических и математических моделей потери устойчивости с учетом их нелинейности при различных нагрузках [4-6]. При этом очень эффективным является применение численных методов исследования.

Наиболее известным подобным примером [7] является авария в Канаде на элеваторе в Норс-Трансконе (1913 г.) при равномерной загрузке силоса зерном. При этом наблюдался аварийный крен сооружения на 27° с осадкой одной из сторон на 8,8 м и подъемом от уровня планировки другой стороны на 1,5 м.



Рис. 1 – Примеры разрушений, вызванные потерей устойчивости оснований:
а) падение многоэтажного здания в Китае (Шанхай 06. 2009 г.)
б) крен и обрушение здания новостройки в Караганде (04. 2012г.)

Можно привести другие многочисленные примеры катастрофических разрушений зданий, в которых явно прослеживается влияние потери устойчивости оснований. Например, в Китае 29.06.2009г. (г. Шанхай) рухнул строящийся монолитный 13-этажный дом (рис. 1,*а*), находившийся в стадии выполнения отделочных работ [8]. Здание строилось на ненадежном глинистом грунте в непосредственной близости от реки. Обрушение произошло в результате строительства подземного гаража и влияния проливных дождей, которые увлажнили и существенно уменьшили модуль деформации основания.

Крушение многоэтажного здания произошло в жилом комплексе «Бесоба» г. Караганды (04. 2012 г.) [9] (рис. 1,*б*), где падению и полному разрушению здания предшествовало быстрое нарастание крена за счет снижения модуля упругости основания.

Аварийный крен нескольких 9-ти этажных зданий (рис. 2) произошел в г. Алматы («пизанские» высотки микрорайона «Зердели») в 2018-19 гг. [10] и вызвал необходимость обследования и усиления зданий всего микрорайона. В экспертизе указаны различные факторы происходящего, однако территориальная масштабность нарушений, очевидно, доказывает, что грунтовые основания находятся в критическом состоянии, а отмечаемые экспертизой отдельные причины являются пусковым механизмом развития запредельных деформаций.



Рис. 2 Крен одного из многоэтажных зданий в г. Алматы (мкрн. «Зердели»)

Это еще раз определяет многофакторность процесса потери устойчивости и подчеркивает необходимость учета взаимовлияния сооружения и слоев грунтового основания.

Для оценки устойчивости оснований могут быть использованы различные подходы. В частности, часто используемые в практических расчетах кинематические методы механики разрушения на основе применения теории предельного равновесия (ТПР) [1, 4] или механики движения дисперсных сред, учитывающие механизмы выдавливания или смещения значительных областей грунта (призм) по поверхностям скольжения. Для плотных пород более целесообразным являются представление грунтовых оснований математическими моделями упругих или упруго пластичных пространств, а также моделями, учитывающими ползучесть и реологические свойства грунтов [4, 6]. Следует отметить, что при существенном увлажнении глинистые породы, а также линзообразные включения песка ведут себя как идеально пластичные материалы. Основное влияние перегрузки оснований сказывается на снижении модуля упругости грунта.

В этом случае целесообразно использование моделей упругопластической среды [4], которые применяются при расчете оснований, содержащих как области предельного, так и допредельного напряженного состояния грунта. Характер распределения отмеченных областей исключает применение моделей линейно-деформируемой среды или моделей теории предельного равновесия. Для учета нелинейного деформирования грунта в упругопластических моделях в рамках обобщенного закона Гука вводятся переменные характеристики E и ν , которые зависят от уровня достигнутого напряженного состояния [4].

Применение подобных физических уравнений приводит к значительному усложнению задач, однако эти трудности успешно преодолеваются при использовании численных методов, в частности метода конечных элементов (МКЭ) [11]. Наиболее успешно это реализуется в рамках билинейной модели, которая используется в настоящем исследовании. В данном случае остановимся на рассмотрении многоэтажного монолитного здания, с фундаментной плитой в основании, расположенного на упругом полупространстве с билинейным изменением модуля упругости (рис. 3). Частным случаем рассматриваемой модели грунта является упругопластическая модель грунта, подчиняющаяся гипотезе Прандля [4].

Рассматривается прямоугольное в плане многоэтажное здание, шириной 12 м, длина которого значительно больше его ширины, причем жесткость конструкций здания значительно выше жесткости основания. Здание имеет в основании фундаментную плиту, толщиной 1 м с отступом 1 м от наружных стен здания. Учитывая протяженные размеры здания, поставленную задачу будем рассматривать в плоской постановке, рассматривая поперечное сечение здания. С целью упрощения расчетной схемы вес несущих конструкций монолитного здания приближенно учитывается с помощью двух симметрично расположенных сил P , величина которых варьируется. Для решения поставленной задачи используется метод возмущения. С этой целью по правой стороне расчетной схемы приложена горизонтальная нагрузка (имитирующая ветровое или сейсмическое воздействие) с постоянной интенсивностью w_0 , которая имитирует роль пускового механизма потери устойчивости и также варьируется. Задача решается в программе Lira-SAPR, при использовании критериев потери устойчивости второго рода, соответствующих изменению физических свойств грунтового основания (рис. 3).

Железобетонная монолитная фундаментная плита и конструкции монолитного железобетонного здания моделируются изотропной линейно-упругой средой 1 с модулем упругости E_1 . В основании плиты расположен физически нелинейный слой 4, модуль упругости которого зависит от внешней нагрузки и подчиняется билинейному закону (рис. 4) с почти горизонтальным вторым участком, соответствующем развитию пластических деформаций в грунте, обусловленных явлениями деконсолидации.

Слои 2,3 (ниже физически нелинейного грунта 4) и поверхностный слой 5 подчиняются линейно-упругой модели закона Гука. Слой 3, расположенный ниже слоя 2, имеет жесткость, сопоставимую с жесткостью модели 1, и соответствует жесткости скальных пород.

В основе методики расчета на устойчивость используются классические подходы строительной механики [11], принимающие во внимание возникновение безразличного состояния, при котором любое несимметричное возмущение или асимметрия физических свойств основания может запустить неконтролируемый рост деформаций.

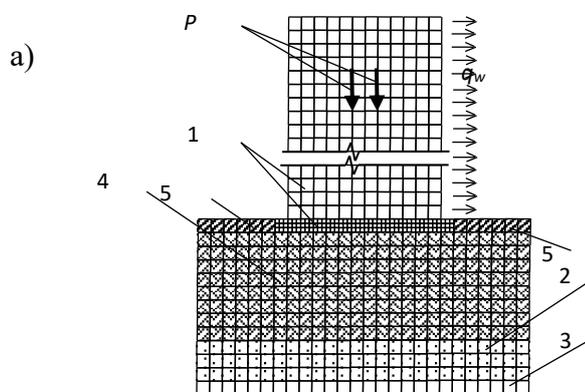


Рис. 3 – Расчетная модель здания МКЭ: сетка разбиения на конечные элементы фундаментной плиты квадратная $0,33 \times 0,33$ м; для здания и грунтов сетка 1×1 м

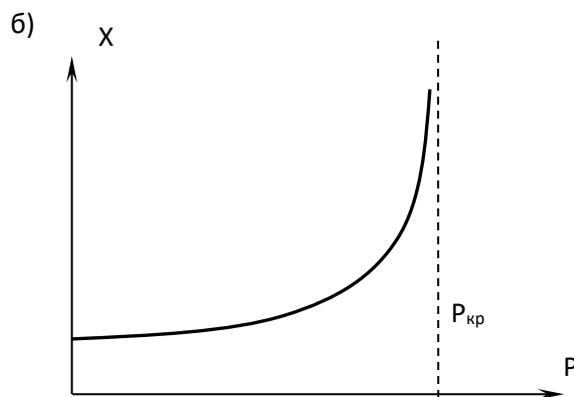


Рис. 4 – График, иллюстрирующий итерационный процесс определения критической нагрузки

При малых возмущениях сооружение, находящееся в критическом безразличном состоянии, допускает развитие чрезмерных деформаций. В численных исследованиях в качестве пускового механизма потери устойчивости принимаем незначительное по интенсивности и равномерно распределенное по высоте здания ветровое воздействие ($q_w=0,1-0,3$ т/м).

В основе принятой методики используется метод последовательных приближений. Ступенями увеличивается вертикальная нагрузка на фундамент (что эквивалентно, например, увеличению этажности здания) и фиксируются получаемые горизонтальные деформации в уровне верхнего этажа здания. При достижении предельной нагрузки (возникновение безразличного состояния) уровень деформаций растет неограниченно (рис. 4).

В численном исследовании ограничимся рассмотрением симметричных по знаку законов билинейности, представленных на рисунке 5.

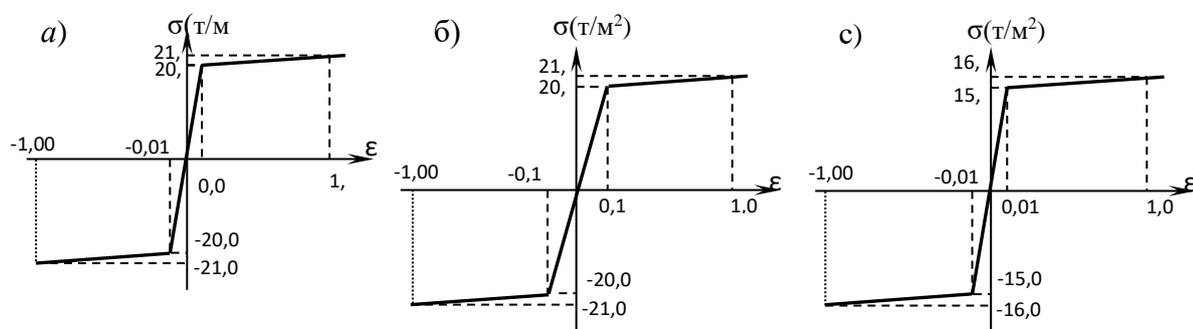


Рис. 5 – Билинейная модель упругого основания; параметры закона нелинейного деформирования

На рисунке 6 приведены изополя горизонтальных перемещений модели в близком к предельному состоянию при $P=200$ т и $w_0=0,3$ т/м.

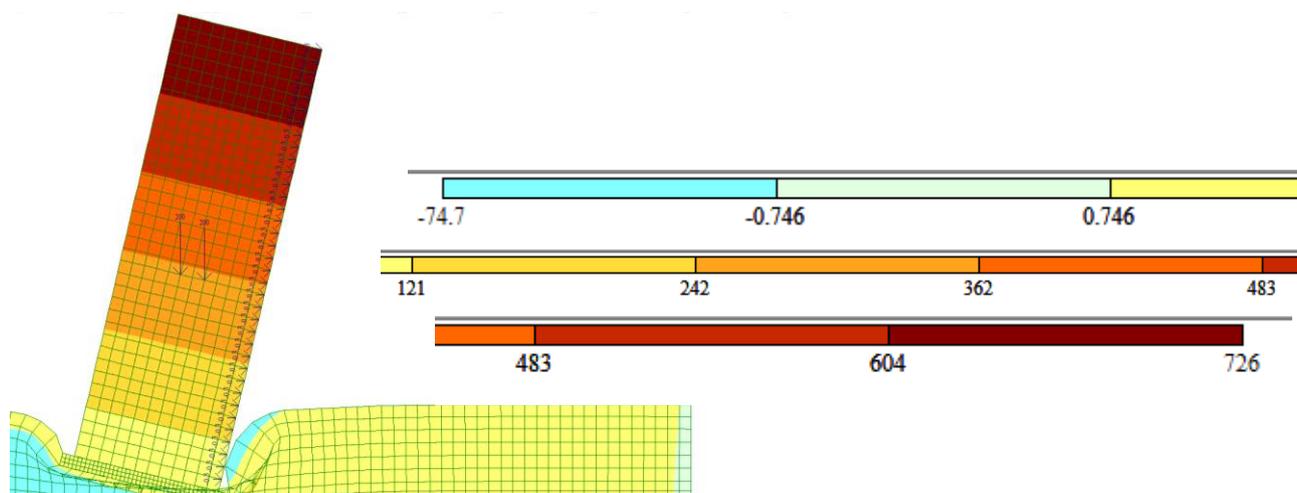


Рис. 6 – Изополя горизонтальных перемещений модели основания (рис. 5,а) с отступом фундаментной плиты на 1 м от границ здания

Анализ изополей на рисунке 6 показывает, что при предельной нагрузке в уровне верха здания имеют место запредельные по величине горизонтальные перемещения 72,6 см ($72,6/4000=1/55 \ll 1/200$).

На рисунках 7,8 приводятся графики изменения величины максимального горизонтального перемещения верха здания при различных значениях вертикальной нагрузки P и возмущения w_0 , которые иллюстрируют эффективность используемой методики расчета на устойчивость и показывают влияние на устойчивость сооружения возмущающей горизонтальной нагрузки.

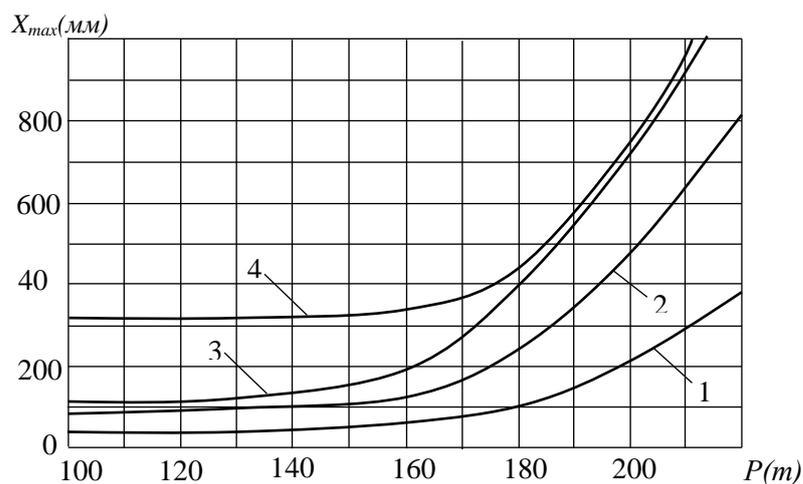


Рис. 7 – Максимальные горизонтальные перемещения верхнего этажа здания для билинейной модели подстилающего слоя 5 и различных величинах интенсивности возбуждающей горизонтальной нагрузки:
 1 – модель (рис. 5,а) $w_0=0,1$ т/м; 2 – модель (рис. 5,а) $w_0=0,2$ т/м;
 3 – модель (рис. 5,а) $w_0=0,3$ т/м; 4 – модель (рис. 5,б) $w_0=0,3$ т/м

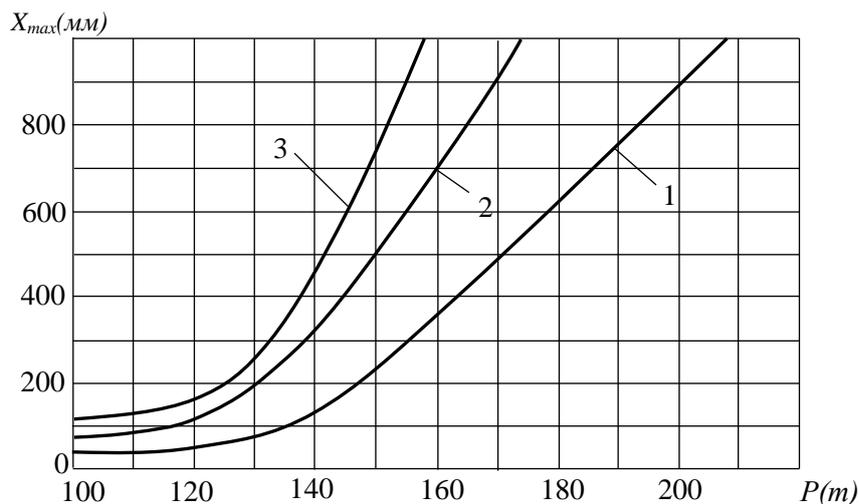


Рис. 8 – Графики изменения деформаций модели (рис. 5,в) при различной интенсивности горизонтальной возмущающей нагрузки:
 1 – $w_0=0,1$ т/м; 2 – $w_0=0,2$ т/м; 3 – $w_0=0,3$ т/м

Анализ кривых на рис. 7, 8 позволяет выделить два характерных участка изменения условной внешней нагрузки: I – участок ($P_{кр} < 140$ т), где внешняя нагрузка не вызывает существенных пластических деформаций; II – $P_{кр} > 140$ т, где в окрестности фундамента развиваются существенные пластические деформации. Это позволяет говорить, что в рассматриваемой области II действительно развивается потеря устойчивости *второго рода*, причем, этот процесс должен рассматриваться, как фаза развития, а не как одномоментное событие, что служит косвенным подтверждением корректности развиваемой методики расчета основания на устойчивость, основанной на представлениях потери устойчивости II рода. Кривая 4 на рис. 7 получена для зависимости (рис. 5, б), когда модуль упругости первого участка билинейной зависимости уменьшен в 10 раз по сравнению с моделью (рис. 5, а). В этом случае имеет место расширение области стабильной области до $P_{кр} = 170$ т, при более высоком уровне начальных деформаций. Очевидно, при снижении уровня предельных напряжений, соответствующих переходу в квазипластическое деформирование, в билинейной модели (модель рис. 5, б) критическое значение внешней нагрузки существенно снижается $P_{кр} = 120$ т.

Анализ данных на рис 7,8 показывает, что при критических параметрах нагружения перемещения неограниченно растут и становятся соизмеримыми с 1 м, что при высоте здания 40 м превышает нормативные значения в несколько раз и является предпосылкой разрушения.

Наметим пути повышения устойчивости основания.

Очевидным способом улучшения ситуации является расширение размеров фундаментной плиты.

Рисунок 9 иллюстрирует использование фундаментной плиты с консольным выступом 3 м относительно наружных стен здания ($X_{max} = 98,9$ мм). В этом случае максимальные перемещения снизились более чем в 7 раз.

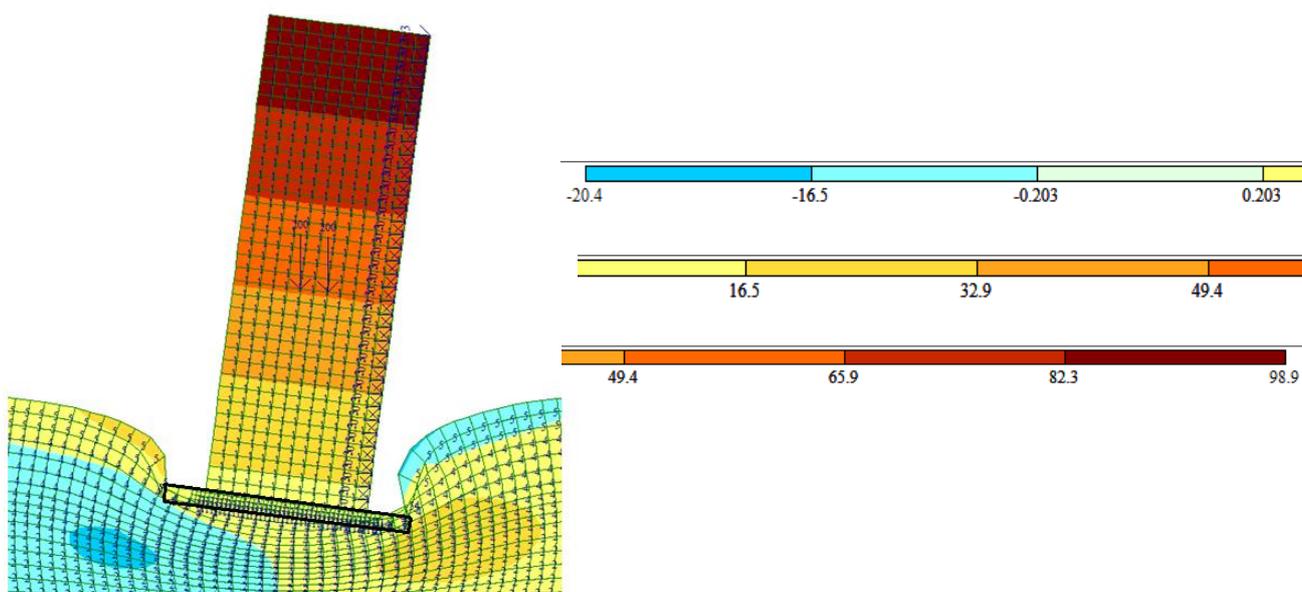


Рис. 9 – Изополя горизонтальных перемещений (мм) для фундаментной плиты с выступами 3 м

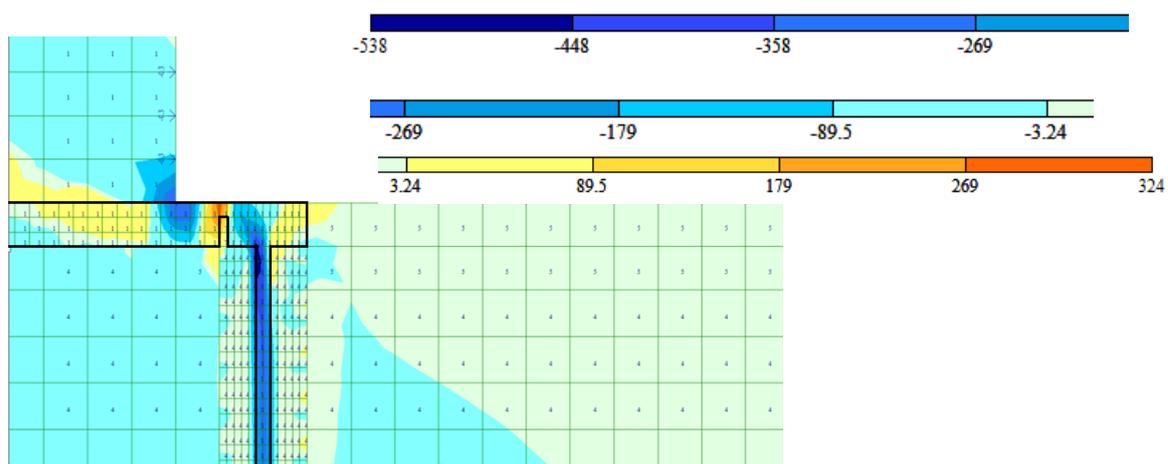


Рис. 10 – Изополя вертикальных напряжений (m/m^2) для фундаментной плиты с дополнительным расширением фундаментной плиты на 2 м и одного ряда свай с учетом местного ослабления сопряжения наращиваемой и основной частей фундаментной плиты

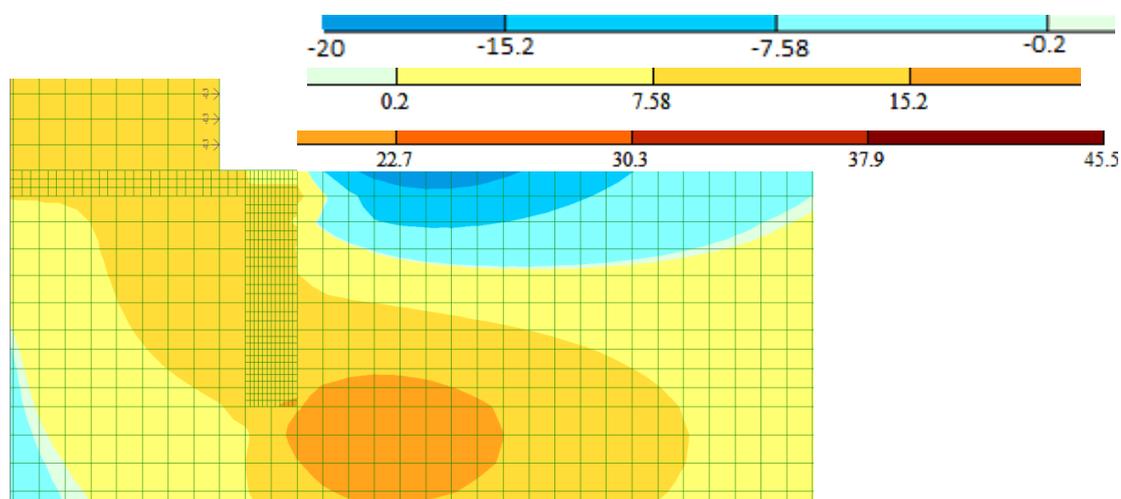


Рис. 11 – Изополя горизонтальных перемещений при использовании фундаментной плиты с дополнительным расширением на 2 м и одного ряда свай

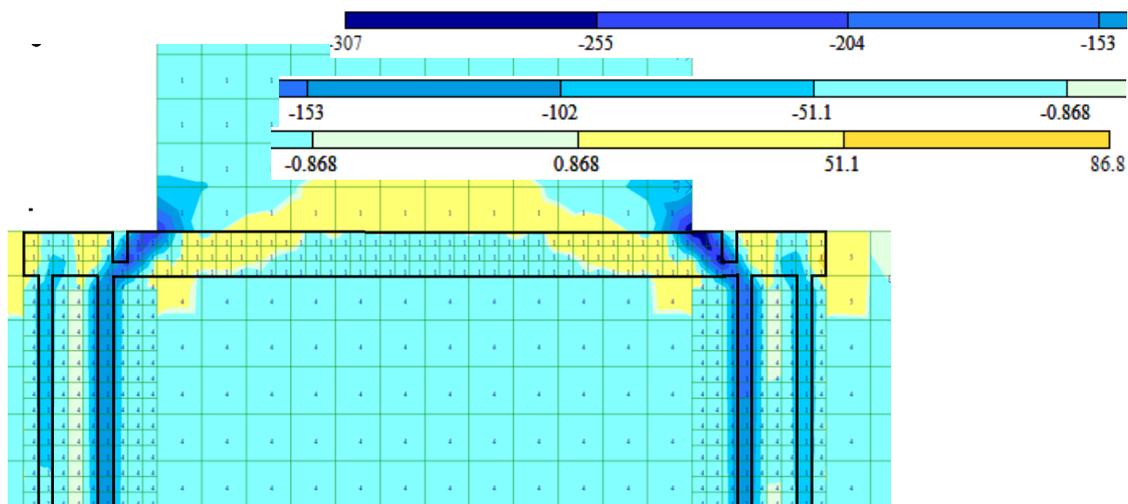


Рис. 12 – Изополя вертикальных напряжений (m/m^2) для фундаментной плиты с дополнительным расширением фундаментной плиты на 3 м и двух рядов свай с учетом местного ослабления сопряжения наращиваемой и основной частей фундаментной плиты

На рис. 10-11 показаны изополя деформаций в случае расширения размеров фундаментной плиты за счет установки одного ряда буронабивных свай диаметром 0,33 м с шагом 1 м и ростверка шириной 2 м, в случае, когда сопряжение основной части плиты и усиления ослаблено. Снижение жесткости сопряжения учитывается введением дополнительных упругих конечных элементов 7, имеющих пониженный модуль упругости $E_7=70$ т/м².

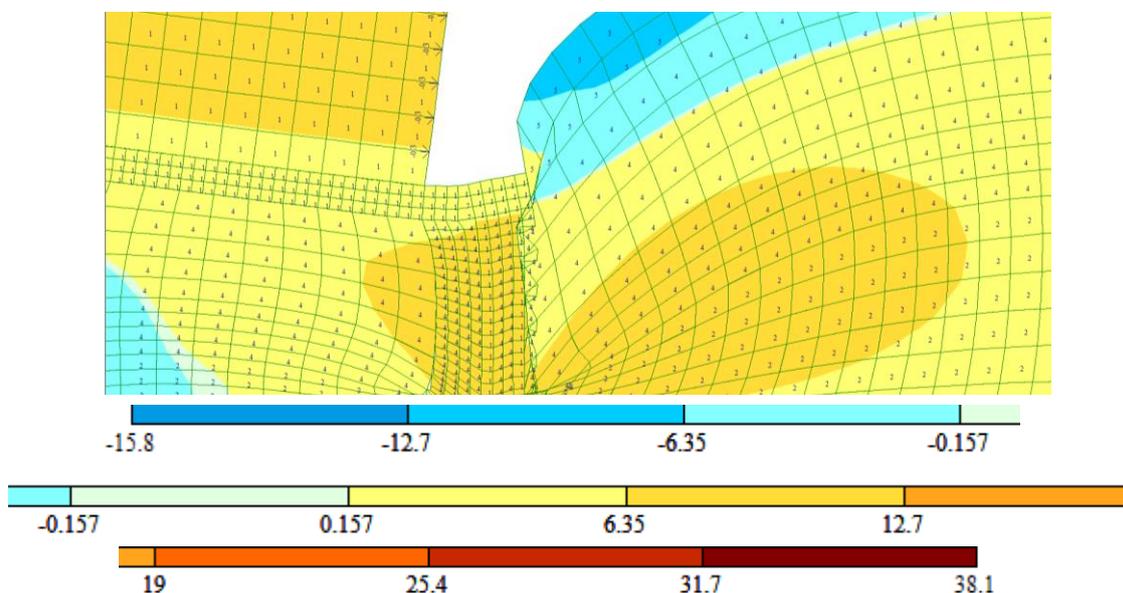


Рис. 13 – Изополя горизонтальных перемещений при использовании фундаментной плиты с дополнительным расширением на 3 м и установкой двух рядов свай ($X_{\max}=38,1$ мм)

Недостатком такого варианта усиления является необходимость обеспечения жесткого сопряжения существующей фундаментной плиты с усилением, что зачастую трудно реализуемо из-за проблем сопряжения рабочей арматуры.

Таблица 1 – Усилия и деформации в моделях при $P=200$ т $W_0=0,3$

Консольный выступ фундаментной плиты	X_{\max} (мм)	Z_{\max} (мм)	$N_{x,\max}$ (т/м ²)	$N_{x,\min}$ (т/м ²)	$N_{z,\min}$ (т/м ²)	$T_{xz,\max}$ (т/м ²)	$T_{xz,\min}$
Без свай выступ плиты 1 м	726	577	313	-369	-200	136	-96
Без свай выступ плиты 3 м	98,9	170	585	-679	-248	147	-108
Схема усиления одним рядом свай (ростверк 2 м)	45,5	109	781	-796	-560	363	-305
Схема усиления двумя рядами свай (ростверк 3 м)	38,1	110	787	-974	-373	212	-373

Предполагается, что сваи не доведены до жестких скальных пород и являются висячими.

На рисунках 12-13 приведены изополя деформации в области сопряжения фундаментной плиты и ростверка для варианта расширения плиты на 3 м и использованием двух рядов свай.

В таблице 1 приведены максимальные горизонтальные перемещения и напряжения для исследуемых моделей.

Следует отметить, что расширение плиты с обеспечением жесткого сопряжения существующей и наращиваемой частей фундаментной плиты позволяет в 7 раз снизить веремещения в отметке верха здания. В условиях, когда жесткое сопряжение отмеченных частей не обеспечено в полной мере такое расширение близко к шарнирному сопряжению и неэффективно. В этой связи целесообразно использование расширения фундаментной плиты в сочетании с использованием свай, установленных в один или два ряда по контуру здания.

Максимальную эффективность по стабилизации перемещений обеспечивает расширение наращиваемой части 3 м с использованием двух рядов свай ($X_{\max}=38,1$ мм), почти 20 кратное снижение максимальных горизонтальных перемещений. Вместе с тем достаточную эффективность обеспечивает расширение фундаментной плиты на 2 м и применением одного ряда свай ($X_{\max}=45,5$ мм).

Выводы:

1. Расчеты подтвердили корректность использования билинейной модели грунтового основания в сочетании с итерационным методом расчета на устойчивость для исследования грунтов, проявляющих пластические свойства в перегруженном состоянии.

2. Полученные результаты имеют существенное практическое значение, так как позволяют не только предупредить обрушение зданий, но и разработать максимально эффективные мероприятия по восстановлению деформированной формы сооружения и гарантированному обеспечению устойчивого состояния здания.

3. Достаточным для практических целей является применение расширения фундаментной плиты с подкреплением одним или двумя рядами свай, установленных с шагом 1 м.

4. Установка свай препятствует также выдавливанию пластичных грунтовых масс из перегруженной области под зданием и образует своеобразную шпунтовую границу.

Литература:

1. Тер-Мартirosян А.З. Исследования грунтов оснований высотных зданий / А.З. Тер-Мартirosян, З.Г. Тер-Мартirosян // «Основания, фундаменты и механика грунтов». – 2009. – №5. – С. 2-12.
2. Сарана Е.П. Усовершенствование методики инженерного расчета осадок и крена фундаментной конструкции высотного здания / Е.П. Сарана, В.И. Шейнин // «Основания, фундаменты и механика грунтов». – 2007. – № 6. – С. 2-7.
3. Мангушев Р.А. Плитно-свайный фундамент для здания повышенной этажности [Текст] / Р.А. Мангушев [и др.] // «Основания, фундаменты и механика грунтов». – 2008. – №1. – С. 15-19.
4. Бугров А.К. Механика грунтов / А.К. Бугров. – СПб.: Издательство политехнического университета, 2011. – 287 с.
5. Олейник А.И., Ахмедов К.М., Рахимов З.Р. Об оценке устойчивости системы «Сооружение – основание» / А.И. Олейник, К.М. Ахмедов, Рахимов З.Р. // Сб. докл. МНК «Инновации в науке, образовании и производстве Казахстана». ЕТУ, 18-19 ноября 2015. – Алматы, 2015. – С. 212-218.
6. Шашкин А.Г. Моделирование работы массива слабых глинистых грунтов / А.Г. Шашкин // «Основания, фундаменты и механика грунтов». – 2011. – №4. – С. 10-16.
7. Костерин Э.В. Основания и фундаменты / Э.В. Костерин. – М.: Высшая школа, 1978. – 375с.
8. <http://softoroom.net/topic58457.html>
9. http://piter.tv/event/Zhiloj_dom_ruhnul_na_glaz/
10. <https://krisha.kz/content/news/2020/v-almatinskom-mkr-zerdeli-ukreplyayut-tri-doma>
11. Ржаницын А.Р. Строительная механика / А.Р. Ржаницын. – М.: Высшая школа, 1982. – 400 с.

References:

1. Ter-Martirosyan A.Z. Issledovaniya gruntov osnovaniy vysotnykh zdaniy [Research of soil bases of high-rise buildings]. Osnovaniya, fundamenty i mekhanika gruntov [Soil Mechanics and Foundation Engineering]. 2009. No. 5. Pp. 2-12. (in Russian)
2. Sarana E.P., Sheynin V.I. Usovershenstvovanie metodiki inzhenernogo rascheta osadok i krena fundamentnoy konstruksii vysotnogo zdaniya [Improvement of methods for engineering calculation of draft and roll of the Foundation structure of a high-rise building]. Osnovaniya, fundamenty i mekhanika gruntov [Soil Mechanics and Foundation Engineering]. 2007. No. 6. Pp. 2-7. (in Russian)
3. Magnushev P.A. Plitno-svaynyy fundament dlya zdaniya povyshennoy etazhnosti [Piled raft Foundation for the building of high-rise buildings]. Osnovaniya, fundamenty i mekhanika gruntov [Soil Mechanics and Foundation Engineering]. 2008. No. 1. Pp. 15-19. (in Russian)
4. Bugrov A.K. Mekhanika gruntov [Soil mechanics]. Saint Petersburg. Polytechnic University press. 2011. 287 p. (in Russian)
5. Oleynik A.I., Akhmedov K.M., Rakhimov Z.R. Ob otsenke ustoychivosti sistemy «Sooruzhenie-osnovanie» [On the assessment of the stability of the system «Structure-Foundation»].
6. Reports of the International scientific conference. Almaty. ETU. 2015. Pp. 212-218. (in Russian)
7. Shashkin A.G. Modelirovanie raboty massiva slabyykh glinistykh gruntov [Modeling the work of an array of weak clay soils]. Osnovaniya, fundamenty i mekhanika gruntov [Soil Mechanics and Foundation Engineering]. 2011. No. 4. Pp. 10-16. (in Russian)
8. Kosterin E.B. Osnovaniya i fundamenty [Grounds and foundations]. Moscow. 1978. 392 p. (in Russian)
9. <http://softoroom.net/topic58457.html>
10. http://piter.tv/event/Zhiloj_dom_ruhnul_na_glaz/
11. <https://krisha.kz/content/news/2020/v-almatinskom-mkr-zerdeli-ukreplyayut-tri-doma>
12. Rzhانيتын A.R. Stroitel'naya mekhanika [Structural mechanics]. M. 1982. 400 p. (in Russian)

А.И. Олейник¹, К.М. Ахмедов², В.В. Шамов³

^{1,2,3} Рудный индустриялық институты, Рудный қ., Қазақстан Республикасы

БЕЙСЫЗЫҚТЫҒЫН ЕСКЕРЕ ОТЫРЫП, ӘЛСІЗ ТОПЫРАҚТА ОРНАЛАСҚАН КӨПҚАБАТТЫ ҒИМАРАТТАРДЫҢ ТҰРАҚТЫЛЫҒЫН САНДЫҚ ТҮРДЕ ЗЕРТТЕУ

Әлсіз топырақтарда орналасқан биік ғимараттардың тұрақтылығын жоғалту және құлау проблемалары сандық түрде зерттелуде. Мәселе топырақ негізінің билиналық моделін қолдана отырып, сызықты емес қойылымда шешіледі. Құрылыс механикасы тұрғысынан «топырақ негізі – құрылыс» жүйесінің сыни жағдайы немқұрайлы жағдай ретінде қарастырылады. Мәселені шешу үшін жүйелі жүктеме әдісімен үйлесімде бұзылу теориясы қолданылады. Алынған нәтижелер негізінде іргетасты нығайту нұсқалары ұсынылады.

Түйін сөздер: топырақ негіздерінің тұрақтылығы, сандық әдістер, көп қабатты ғимараттардың үдемелі құлауы, сызықты емес жүйелер, билинарлық модель, бұзылу әдісі, дәйекті жүктемелер.

A.I. Oleinik¹, K.M. Akhmedov², V.V. Shamov³

^{1,2,3} Rudnensky Industrial Institute, Rudny, Kazakhstan

NUMERICAL INVESTIGATION OF STABILITY MULTI-STOREY BUILDINGS ON WEAK GROUND BASED ON THEIR NON-LINEARITY

The problems of loss of stability and collapse of high-rise buildings located on weak soils are studied numerically. The problem is solved in a nonlinear formulation using a bilinear model of the soil base. From the point of view of construction mechanics, the critical state of the «ground base – structure» system is considered as an indifferent state. To solve this problem, the perturbation theory is used in combination with the method of successive loadings. Based on the results obtained, a variant of strengthening the foundation is proposed.

Keywords: stability of ground bases, numerical methods, progressive collapse of multi-storey buildings, nonlinear systems, bilinear model, perturbation method, sequential loading.